

Alma Mater Studiorum - Università degli Studi di Bologna

DOTTORATO DI RICERCA IN
Ingegneria Strutturale ed Idraulica

Ciclo XXIV

Settore concorsuale di afferenza: 08/A1

Settore scientifico-disciplinare di afferenza: ICAR/02

MODELLISTICA IDRAULICO-MATEMATICA
PER LA DEFINIZIONE DI STRATEGIE DI MITIGAZIONE
DEL RISCHIO ALLUVIONALE

Alessio Domeneghetti

Coordinatore Dottorato:

Prof. Ing. Erasmo Viola

Relatore:

Prof. Ing. Armando Brath

Esame finale anno 2012

II

Alessio Domeneghetti

MODELLISTICA IDRAULICO-MATEMATICA PER LA DEFINIZIONE
DI STRATEGIE DI MITIGAZIONE DEL RISCHIO ALLUVIONALE

Bologna, Aprile 2012

Dott. Ing. Alessio Domeneghetti

Relatore:

Prof. Ing. Armando Brath

Ordinario di Costruzioni Idrauliche presso la
Facoltà di Ingegneria dell'Università di Bologna

**Coordinatore del Corso di Dottorato di Ricerca
in Ingegneria Strutturale ed Idraulica (XXIV Ciclo)**

Prof. Ing. Erasmo Viola

Ordinario di Scienze delle Costruzioni presso la
Facoltà di Ingegneria dell'Università di Bologna

INDICE

PREMESSA.....	6
PARTE I- EFFETTI DELL'INCERTEZZA DELLE SCALE DI DEFLUSSO SULLA CALIBRAZIONE DEI MODELLI QUASI-2D	9
1 INTRODUZIONE	11
2 OBIETTIVI E METODOLOGIE.....	14
2.1 INCERTEZZA NELLA MISURA DELLE PORTATE	14
2.2 COSTRUZIONE DELLE SCALE DI DEFLUSSO	15
2.3 VALUTAZIONE DELL'INCERTEZZA GLOBALE DELLE SCALE DI DEFLUSSO	16
3 AREA DI STUDIO E MODELLI NUMERICI.....	18
3.1 AREA DI STUDIO.....	18
3.2 CODICE DI CALCOLO IMPIEGATO	19
3.3 COSTRUZIONE E TARATURA DEL MODELLO IDRAULICO	20
3.4 MODELLI IDRAULICI E SIMULAZIONI NUMERICHE	24
3.4.1 Modello quasi-2D: Piacenza-Pontelagoscuro.....	25
3.4.2 Modello 1D	28
3.4.3 Modello quasi-2D: Cremona-Pontelagoscuro	29
4 RISULTATI.....	31
4.1 INCERTEZZA GLOBALE DELLA SCALE DI DEFLUSSO DI CREMONA	31
4.2 INCERTEZZA NELLA CALIBRAZIONE DEI MODELLI QUASI-2D	34
5 DISCUSSIONE.....	37
6 CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE DELLA I PARTE.....	39
PARTE II- INCERTEZZA NELLA REDAZIONE DI MAPPE PROBABILISTICHE DI ALLAGAMENTO IN AREE PROTETTE DA ARGINATURE	41
1 INTRODUZIONE	43
1.1 INCERTEZZA NELLA VALUTAZIONE DEL RISCHIO IDRAULICO	43
1.2 PERICOLOSITÀ IDRAULICA IN PRESENZA DI ARGINATURE	47
2 MODELLO IHAM.....	49
2.1 MODELLO MONODIMENSIONALE (1D)	50
2.2 PROBABILITÀ DI CEDIMENTO ARGINALE	51
2.2.1 Rottura per sormonto arginale (<i>overtopping</i>)	52
2.2.2 Rottura per sifonamento (<i>piping</i>)	53
2.2.3 Rottura per infiltrazione e micro-instabilità	55
2.3 DIMENSIONI E SVILUPPO DELLA BRECCIA	56

2.4 MODELLO 2D DI ALLAGAMENTO.....	57
2.5 INTERAZIONE TRA I MODULI DI CALCOLO	58
3 CASO STUDIO: FIUME PO NEL TRATTO PIACENZA-CREMONA	60
3.1 L'INCERTEZZA NEL MODELLO IHAM.....	60
3.2 AREA DI STUDIO	62
3.3 ANALISI DELLA STABILITÀ ARGINALE	63
3.3.1 Curve di fragilità per sormonto.....	68
3.3.2 Curve di fragilità per sifonamento	68
3.3.3 Curve di fragilità per micro-instabilità	73
3.3.4 Definizione stocastica delle brecce arginali.....	74
3.4 MODELLO MONODIMENSIONALE	77
3.4.1 Calibrazione del modello 1D	77
3.5 SCENARI IDROLOGICI DI PIENA	79
3.6 SCENARI SINTETICI DI PIENA - ANALISI UNIVARIATA.....	80
3.7 SCENARI SINTETICI DI PIENA - ANALISI BIVARIATA	84
3.7.1 Copula.....	85
3.7.2 Analisi statistica bivariata.....	86
3.7.3 Eventi di piena bivariati.....	92
3.8 MODELLO BIDIMENSIONALE DI ALLAGAMENTO	95
4 RISULTATI DELLE SIMULAZIONI NUMERICHE	98
4.1 PROBABILITÀ DI CEDIMENTO ARGINALE.....	99
4.2 EFFETTI DELL'INCERTEZZA NELLE CONDIZIONI DI VALLE	100
4.3 EFFETTI DELL'INCERTEZZA NELLE CONDIZIONI DI MONTE.....	106
5 DISCUSSIONE DEI RISULTATI.....	110
6 CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE DELLA II PARTE	112
PARTE III - STRATEGIE DI INTERVENTO PER LA GESTIONE DEL RISCHIO	
ALLUVIONALE RESIDUALE LUNGO L'ASTA PRINCIPALE DEL FIUME PO.....	114
1 INTRODUZIONE.....	116
2 MODELLO IDRAULICO.....	122
2.1 COSTRUZIONE DEL MODELLO	122
2.2 CALIBRAZIONE DEL MODELLO	123
3 SIMULAZIONI NUMERICHE.....	125
3.1 CONFIGURAZIONI ANALIZZATE	125
3.2 SCENARIO DI PIENA DI RIFERIMENTO	127
4 ANALISI E DISCUSSIONE DEI RISULTATI	130
5 CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE DELLA III PARTE	135

CONCLUSIONI.....	137
BIBLIOGRAFIA	140
APPENDICE A DEFINIZIONE DELLE CURVE DI FRAGILITÀ.....	152
1 SORMONTO ARGINALE.....	154
2 ROTTURA PER SIFONAMENTO.....	156
2.1 PROBABILITÀ DI INFILTRAZIONE - $P(\text{SEEPAGE})$	156
2.2 PROBABILITÀ DI ROTTURA - $P(R \text{SEEPAGE})$	157
2.3 PROBABILITÀ DI SIFONAMENTO - $P(H_{\text{CRIT}})$	157
2.4 PROBABILITÀ DI CROLLO PER SIFONAMENTO - $P(\text{PIPING})$	159
3 ROTTURA PER INFILTRAZIONE E MICRO-INSTABILITÀ	160
3.1 PROBABILITÀ DI INFILTRAZIONE NEL CORPO ARGINALE.....	160
3.2 PROBABILITÀ DI CROLLO PER MICRO-INSTABILITÀ	161
INDICE DELLE FIGURE.....	163
INDICE DELLE TABELLE.....	169
RINGRAZIAMENTI	170

PREMESSA

Nell'arco degli ultimi decenni il concetto di rischio idraulico, definito come il risultato dell'interazione tra la pericolosità idraulica degli eventi e la vulnerabilità del territorio esposto agli allagamenti, ha assunto il ruolo di elemento chiave per la predisposizione di strategie volte alla prevenzione e gestione della difesa idraulica del territorio medesimo. Considerando la mappatura spaziale del rischio di allagamento il punto di partenza per qualsiasi intervento di protezione o di mitigazione (*risk-based strategy*), la comunità scientifica e gli altri operatori del settore (quali agenzie o enti predisposti alla tutela da allagamento, compagnie assicurative, etc.) hanno dedicato numerosi studi all'argomento, e varie sono le procedure messe a punto nel corso degli ultimi anni per una sua accurata delimitazione.

In tal senso notevole è stata la spinta esercitata dalla Comunità Europea che, alla luce dei recenti eventi alluvionali occorsi in Europa (v. ad es. le catastrofiche alluvioni occorse in Gran Bretagna del 2000 e 2007 e nell'Europa centrale nel 2002) e al progressivo aumento dei danni economici ad essi associati, si è fatta carico della necessità di promuovere una valutazione ad ampia scala del rischio alluvionale. La recente Direttiva 2007/60/CE del Parlamento Europeo (EU 2007/60/CE) richiede a tutti gli Stati Membri la valutazione e la predisposizione di piani di gestione del rischio alluvionale: entro il 2013 dovranno essere redatte le mappe di rischio idraulico ed entro il 2015 dovranno essere disponibili le procedure di pianificazione territoriale volte alla mitigazione di tale rischio.

In ambito idraulico, in coerenza con la definizione comunemente accettata a livello internazionale, il rischio viene solitamente definito come:

$$R = E \cdot H \cdot V$$

dove E indica l'entità degli elementi esposti al rischio di allagamento (persone, beni economici, infrastrutture, ecc.), V rappresenta la loro vulnerabilità (ovvero l'attitudine dei beni esposti ad essere danneggiati in caso di allagamento), mentre H rappresenta la pericolosità, ossia la probabilità di accadimento di uno specifico evento alluvionale nell'area di interesse in un dato periodo di tempo. Di fatto, la pericolosità idraulica (H , *flood hazard*) può essere caratterizzata dalla probabilità di accadimento di un evento di piena avente una specifica intensità, valutata in termini di portate, tiranti idrici ed estensione degli allagamenti (Merz et al., 2007; Apel et al. 2004).

Le metodologie e gli strumenti ad oggi resi disponibili dalla comunità scientifica consentono l'analisi di tutte le fasi che costituiscono la cosiddetta "catena del rischio" (Apel

et al., 2004), secondo la quale, partendo dalla valutazione delle portate conseguenti ad un generico evento meteorico è possibile condurre la simulazione delle dinamiche di deflusso delle stesse lungo la rete fluviale e la valutazione degli allagamenti attesi (v. ad es., Vorogushyn et al., 2010; Merz et al., 2007).

Recenti studi hanno messo in evidenza come le metodologie applicate per la valutazione della pericolosità e del rischio idraulico siano affette da numerosi fattori di incertezza che ne riducono l'applicabilità e l'affidabilità. Su questo tema la comunità scientifica sembra ormai concordare sul fatto che una corretta analisi del rischio idraulico debba fornire un'indicazione dell'incertezza ad essa associata, nella quale tutte le principali fonti di incertezza siano opportunamente prese in considerazione (v. ad es., Pappenberger e Beven, 2006; Apel et al., 2004). La valutazione della pericolosità e del rischio idraulico in una specifica area è basata su un ampio numero di ipotesi e semplificazioni, al punto che un'analisi completa dei termini di incertezza e del relativo impatto costituisce un importante elemento aggiuntivo, in grado di fornire utili indicazioni sull'affidabilità delle valutazioni condotte e di guidare le future attività di ricerca nella definizione di procedure più affidabili (v. ad es. Merz et al., 2007). La mancata comprensione dell'attendibilità dei risultati ottenuti dalle indagini condotte può ledere la credibilità e la fiducia nei modelli stessi e nella loro applicazione (Demeritt, 2001).

Nell'ambito di tali valutazioni, un caso particolare è rappresentato dai fiumi arginati. Lungo i tratti fluviali protetti da arginature, infatti, agli elementi d'incertezza insiti nell'applicazione delle valutazioni sopra elencate, deve essere aggiunta l'incertezza associata alla possibilità che, anche in un sistema arginale ben monitorato e mantenuto nel tempo, non possono essere del tutto esclusi eventi di rottura arginale. Tale rischio, definito "residuale" in quanto connesso a scenari di mancata efficacia di un'opera idraulica o al succedersi di eventi di intensità superiore agli scenari di progetto, può interessare un territorio potenzialmente assai ampio e spesso fortemente antropizzato, dove il rischio potenziale associato ed eventi alluvionali può essere particolarmente elevato dato il rilevante valore economico delle aree interessate (v. ad es., Vorogushyn et al., 2010; Brath et al., 2010; Alkema e Middelkoop, 2005; AdB-Po, 2005).

Sulla scorta delle considerazioni introdotte, l'attività di studio e di ricerca condotta si è concentrata sulla messa a punto di metodologie e sulla valutazione delle potenzialità offerte dalla modellistica numerico-idraulica mono e bidimensionale per l'attuazione della Direttiva 2007/60. Le attività di studio sono state svolte ponendo una particolare attenzione alla valutazione dei termini generatori di incertezza che caratterizzano l'applicazione dei modelli numerici, esaminando il loro possibile effetto sulla messa a punto degli strumenti finalizzati alla stima e mappatura della pericolosità idraulica.

Per la diversità degli aspetti metodologici trattati e per una più facile lettura del documento, la presente relazione conclusiva dell'attività di Dottorato è divisa in tre parti distinte.

Nella prima parte (Parte I) vengono riportate le analisi condotte per la valutazione dell'incertezza associata alla definizione delle scale di deflusso, strumento grazie al quale le osservazioni temporali dei tiranti idrici vengono convertite in stime dei valori di portata. Con riferimento all'area di indagine costituita dal tratto medio-inferiore del Fiume Po, lo studio ha applicato un modello numerico idraulico di tipo quasi-bidimensionale (quasi-2D), grazie al quale, considerando gli errori tipicamente commessi durante le misure di portata, si è messa a punto una tecnica numerica per quantificare l'incertezza della scala di deflusso desunta in una generica sezione fluviale oggetto di interesse. Facendo riferimento all'applicazione di due distinte metodologie costruttive (metodo tradizionale e vincolato) lo studio ha infine permesso la valutazione della propagazione di tale incertezza sulla calibrazione dei coefficienti di scabrezza in un modello quasi-2D.

Nella seconda parte (Parte II) vengono riportate le analisi condotte sull'incertezza connessa all'applicazione di una recente metodologia proposta per lo studio della pericolosità idraulica lungo tratti fluviali arginati. Tale modello, denominato IHAM (*Inundation Hazard Assessment Model*, Vorogushyn, 2008; Vorogushyn et al., 2010), è un modello probabilistico, a carattere innovativo, che integra una modellazione monodimensionale ed una bidimensionale per la mappatura della pericolosità idraulica in aree protette da un sistema di difesa arginale, la cui stabilità viene indagata con riferimento a diversi meccanismi di rottura. Con riferimento all'incertezza delle scale di deflusso (ottenute dalla prima parte dello studio) e all'incertezza associata alla definizione delle condizioni al contorno di monte (sollecitazioni idrologiche di piena), l'attività di studio si è concentrata sulla valutazione dei loro possibili effetti sulla mappatura della pericolosità lungo uno specifico tratto fluviale arginato.

Infine, la terza parte (Parte III) affronta la tematica della gestione del rischio residuale a grande scala, ovvero della gestione del rischio idraulico che permane anche in presenza di opere di difesa, quali il sistema arginale. Mentre la seconda parte indaga le potenzialità e le incertezze connesse ad un modello numerico ad elevata complessità di implementazione, applicabile pertanto solo ad una scala spaziale ridotta, la terza tematica analizza le potenzialità di una modellistica semplificata, quasi-bidimensionale (quasi-2D), quale strumento adottabile per eseguire indagini su ampia scala spaziale finalizzate alla definizione di strategie per la mitigazione e gestione del rischio residuale lungo tratti fluviali arginati di estensione anche molto ampia.

Data la correlazione esistente tra le tre tematiche trattate, tutte le analisi condotte fanno riferimento alla medesima area d'indagine, rappresentata dal corso medio-inferiore del Fiume Po, per il quale è stato possibile raccogliere numerose informazioni idrologico-idrauliche e topografiche.

PARTE I-

*EFFETTI DELL'INCERTEZZA DELLE SCALE
DI DEFLUSSO SULLA CALIBRAZIONE
DEI MODELLI QUASI-2D*

1 INTRODUZIONE

Durante gli ultimi decenni, a seguito di un progressivo incremento delle capacità di calcolo dei moderni calcolatori e delle sempre più ampie capacità computazionali a disposizione, si è assistito, anche nell'ambito idrologico-idraulico, ad un notevole sviluppo e ad una sempre più ampia diffusione di modelli numerici di calcolo, caratterizzati da diverse ipotesi semplificative e da diversi gradi di complessità. Per quanto riguarda ad esempio la simulazione del comportamento idraulico dei corsi d'acqua fluviali (eventi di piena, scenari di allagamento, comportamento delle opere di difesa, etc.), sono ad oggi disponibili numerosi codici di calcolo: modelli numerici monodimensionali (ad es. MIKE11, Danish Hydraulic Institute, 2002; HEC-RAS, Hydraulic Engineering Center, 2001), modelli quasi bidimensionali (quasi-2D, quali ad es. LISFLOOD-FP, Bates e De Roo, 2000; SOBEK, Delft Hydraulics and the Ministry of Transport, 1997) o puramente bidimensionali (ad es. MIKE21, Danish Hydraulic Institute; 2000; TELEMAR-2D, Galland et al., 1991; Hervouet e Van Haren, 1996; RMA-2, King e Norton, 1978).

Nonostante le elevate potenzialità offerte dai vari modelli, la capacità di riprodurre in maniera accurata il comportamento dei corsi d'acqua naturali è strettamente legata alla disponibilità ed accuratezza delle informazioni topografiche ed idrologiche, quest'ultime in particolare necessarie alla calibrazione e validazione dei modelli stessi. Specie nelle applicazioni pratiche, i dati osservati disponibili (livelli idrometrici, idrogrammi nelle sezioni rilevate, tracce di piena, etc.) vengono solitamente considerati scevri da errori, di fatto ritenendo l'incertezza ad essi associata nulla, o trascurabile, nei confronti delle altre approssimazioni introdotte nella modellazione. In questo contesto, la disponibilità di accurate misure delle portate idriche in transito lungo uno specifico corso d'acqua, e quindi l'accurata definizione di scale di deflusso nelle sezioni fluviali strumentate, risulta essere fondamentale per l'affidabilità dei modelli idraulici (v. ad es. Pappenberger et al., 2006; Herschy, 2002).

Nella prima parte del presente documento viene illustrato un insieme sistematico di analisi condotte sull'incertezza associabile alle scale di deflusso e, nello specifico, sugli effetti indotti da detta incertezza nell'applicazione dei modelli numerici idraulici adottati nello studio degli eventi di piena.

Nell'ambito specifico dell'acquisizione di dati osservati a supporto della modellistica matematica idraulica, le scale di deflusso, rappresentando una relazione biunivoca tra le altezze osservate in una data sezione fluviale e le portate in essa transanti, vengono frequentemente impiegate per la definizione degli idrogrammi di piena utilizzati come condizioni al contorno di monte nelle applicazioni numerico-idrauliche. La costruzione della scala di deflusso in una data sezione fluviale strumentata (ad es. dotata di sensore

idrometrico), viene solitamente effettuata mediante l'interpolazione di una serie di coppie $h(t)$ - $Q(t)$, dove $h(t)$ rappresenta il livello idrico osservato al tempo t nella sezione di interesse e $Q(t)$ il corrispondente valore di portata fluviale, solitamente valutato con il metodo velocità-area (*velocity-area method*). Sebbene la portata $Q(t)$ non sia direttamente misurata, bensì rappresenti una stima del vero valore di portata in transito, nella pratica idrologica solo raramente viene accompagnata da indicazioni in merito alla sua incertezza (Herschy, 2002).

Recenti studi hanno messo in evidenza come gli errori e le approssimazioni introdotte nella costruzione delle scale di deflusso possano determinare nel complesso una condizione di incertezza che non può essere trascurata nelle applicazioni pratiche (Di Baldassarre e Montanari, 2009). Tra le varie cause di incertezza, sono numerosi gli studi riportati in letteratura che mettono in evidenza come l'applicazione del metodo velocità-area per la stima della portata fluviale in transito non sia priva di errori (v. ad es. Pelletier, 1987; Schmidt, 2002). Nella fattispecie, l'European ISO EN Rule 748 (1997, nel seguito ISO 748:97) fornisce una quantificazione dell'incertezza caratteristica di tale procedura.

A questa prima considerazione si aggiunge la consapevolezza che la definizione della scala di deflusso si basa su una serie di assunzioni e semplificazioni che inevitabilmente introducono ulteriori elementi di incertezza ed errori. Errori possono ad esempio essere dovuti ad un impiego in condizioni non ideali di lavoro degli strumenti di rilievo (Schmidt, 2002), mentre altre imprecisioni accompagnano la misura della larghezza del pelo libero e dei livelli idrici. Allo stesso modo, l'adozione del metodo velocità-area per la determinazione delle portate fluviali si basa sull'ipotesi non realistica di condizioni di moto stazionario, mentre la presenza di vento e di sedimenti trasportati dalla corrente possono comportare ulteriori errori nella misura delle velocità locali della corrente stessa; in aggiunta, la sezione di riferimento viene considerata stabile nel tempo, trascurando di fatto le modifiche geometriche che normalmente avvengono, specie a seguito di eventi di piena, per fenomeni di trasporto solido, deposito ed erosione.

In questo contesto, la letteratura scientifica riporta i risultati di numerosi studi condotti per la valutazione delle diverse sorgenti d'errore e per la stima dell'incertezza globale presenti nella misura delle portate e nella definizione delle scale di deflusso (v. ad es. Di Baldassarre e Montanari, 2009; Pappenberger et al., 2006; Di Baldassarre e Claps, 2011). Leonard et al. (2000), Schmidt (2002) e Herschy (2002) hanno per esempio quantificato in circa il 6% del valore stimato l'errore commesso nella misurazione delle portate effettuate ricorrendo all'uso del correntometro. Pelletier (1987), analizzando oltre 140 pubblicazioni scientifiche in merito, ha valutato che, in relazione a diversi fattori procedurali, l'incertezza globale può raggiungere valori pari a circa il 20% del valore di portata stimato.

Nelle applicazioni pratiche, i livelli misurati nelle sezioni idrometriche vengono come detto convertiti in valori di portata mediante una relazione funzionale biunivoca. Tale modo di procedere introduce inevitabilmente un ulteriore errore di interpolazione, che risulta

essere correlato al numero di osservazioni disponibili, all'estensione del campo di valori empirici di portata utilizzato, nonché all'adeguatezza dell'espressione matematica utilizzata per l'interpolazione stessa. Infine, a causa delle difficoltà connesse alle misure durante le piene, le osservazioni di portata si limitano a livelli decisamente inferiori a quelli massimi, portando all'insorgenza di un errore di estrapolazione. In un recente studio, facendo riferimento ad un tratto del Fiume Po, Di Baldassarre e Montanari (2009) hanno quantificato gli errori medi commessi nella fase di interpolazione ed estrapolazione dei dati sperimentali, quantificandoli rispettivamente in circa 1.7% e 13.8% del valore $Q(t)$ misurato.

Nonostante questi risultati mettano in evidenza incertezze non trascurabili, gli idrogrammi di piena stimati per mezzo delle scale di deflusso vengono solitamente impiegati nelle comuni pratiche idrologico-idrauliche, come condizioni al contorno di monte prive di errori ed incertezza. Negli ultimi anni si è assistito nell'ambito scientifico ad un crescente interesse nella valutazione dell'incertezza delle variabili idrologiche e dei suoi possibili effetti nelle applicazioni modellistiche. Tuttavia, ad oggi sono ancora pochi gli studi condotti nel tentativo di stimare l'effetto dell'incertezza presente nella misura delle portate nella definizione delle scale di deflusso e nei suoi possibili effetti. Nonostante tali incertezze possano minare sensibilmente l'affidabilità e l'attendibilità dei modelli idraulici, le autorità preposte al monitoraggio fluviale spesso non forniscono indicazioni in tal senso, adottando le scale di deflusso stimate secondo un approccio di tipo deterministico.

In tale contesto, riferendosi alla sezione strumentata di Cremona, la presente analisi si propone di:

- sviluppare una procedura numerica per la stima dell'incertezza associata alla definizione di una scala di deflusso;
- ricorrendo alla procedura proposta, comparare l'incertezza associata all'applicazione di due diverse metodologie per la definizione delle scale di deflusso;
- analizzare come l'incertezza delle scale di deflusso si possa propagare alla definizione dei coefficienti di scabrezza di Manning durante la calibrazione di modelli numerico-idraulici.

2 OBIETTIVI E METODOLOGIE

L'obiettivo del presente studio è quello di indagare l'effetto sulla definizione della scala di deflusso degli errori commessi durante la misura in campo delle portate fluviali e delle approssimazioni introdotte nell'applicare le scale di deflusso per valori di portate superiori al range delle osservazioni disponibili (errore di estrapolazione). Con riferimento alla sezione idrometrica di Cremona, l'analisi sarà condotta considerando l'applicazione del metodo velocità-area per la stima della misura delle portate, il più diffuso tra i metodi proposti a tal scopo in letteratura (Pelletier, 1987; Sauer e Meyer, 1992). Sebbene la letteratura scientifica proponga numerose espressioni matematiche per descrivere la relazione tra portata e tirante idrico in una data sezione fluviale, alla luce della sua semplicità ed ampia diffusione, nel presente studio si è scelto di rifarsi all'equazione potenza, (1):

$$Q = \alpha(h - e)^\beta \quad (1)$$

dove $(h - e)$ rappresenta il tirante idrico, mentre α e β costituiscono i due parametri dell'equazione (Ackers et al., 1978; Petersen, 2004; Franchini e Ravagnini, 2007).

2.1 Incertezza nella misura delle portate

In generale è possibile affermare che tutte le misure di portata attuate lungo un corso d'acqua naturale non possono considerarsi prive di incertezze e di errore. Riferendosi in particolare al metodo velocità-area, è possibile pervenire ad una stima dell'errore globale commesso nella valutazione della portata, X_Q , considerando le incertezze insite nelle varie misure di velocità. A questo proposito la normativa ISO 748:97 fornisce alcune indicazioni quantitative dei principali termini d'errore, riassumendone il valore complessivo mediante l'equazione (2):

$$X_Q = \pm \sqrt{X_m^2 + \frac{1}{m}(X_b^2 + X_d^2 + X_e^2 + X_p^2 + X_c^2)} \quad (2)$$

nella quale X_b rappresenta l'incertezza mediamente connessa alla misura della larghezza della sezione fluviale; X_d rappresenta l'incertezza nella misura dell'altezza idrica lungo le verticali in cui la sezione fluviale viene scomposta. L'utilizzo del correntometro per la stima

delle velocità introduce infine una serie di altre incertezze, quali: X_e , funzione della durata di utilizzo dello strumento di misura; X_m , funzione del numero delle verticali adottate nella sezione di interesse; X_p , dipendente dal numero di punti di misura lungo ciascuna verticale ed X_c , legato al possibile errore di calibrazione del correntometro stesso.

La normativa ISO 748:97 fornisce una stima dell'entità dei vari elementi di incertezza e perviene ad una stima dell'errore globale. Nel caso specifico di una sezione fluviale di larghezza tale da richiedere almeno 20 sezioni discrete, l'errore complessivo viene stimato come una variabile casuale normalmente distribuita entro il 5.3% del valore misurato di portata nel 95% dei casi.

2.2 Costruzione delle scale di deflusso

La scala di deflusso in una data sezione fluviale è identificata mediante l'interpolazione delle portate fluviali e delle rispettive altezze idriche in alveo, pervenendo ad una relazione biunivoca tiranti-portate, frequentemente utilizzata nella pratica idraulica per la conversione delle misure di livello disponibili in idrogrammi di portata. Ne consegue che un errore o un'incertezza nella stima di tale relazione può comportare delle distorsioni nella stima delle portate fluviali, riducendo la validità delle successive indagini idrauliche.

Data l'importanza della corretta definizione della scala di deflusso, la normativa Europea ISO EN Rule 1100-2 (1998, ISO 1100-2:98) fornisce una serie di linee guida per la sua corretta costruzione, definendone le caratteristiche fondamentali ed il numero minimo di informazioni necessarie. Nello specifico, la normativa individua in 15 il numero minimo di coppie $h(t)$ - $Q(t)$ osservate in una generica campagna di misura, richiedendo che esse siano uniformemente distribuite nel range delle portate misurabili. Tale range, caratteristico di una specifica sezione fluviale, è superiormente delimitato dalle condizioni di deflusso oltre le quali le misure in campo di velocità risultano scarsamente attuabili oltre che pericolose per il personale preposto.

A tal proposito, numerosi studi hanno messo in evidenza l'importanza dell'errore di estrapolazione commesso nel momento in cui le scale di deflusso sono utilizzate per portate superiori al range delle osservazioni (Di Baldassarre e Montanari, 2009; ISO 1100-2, 1998; Herschy, 2002). L'entità di tale errore può variare notevolmente in relazione alla metodologia adottata per la costruzione della scala di deflusso: per comprendere più a fondo tale aspetto, nel presente studio sono state considerate due metodologie per la definizione delle scale di deflusso, identificate nel seguito come approccio Tradizionale e Vincolato.

L'approccio Tradizionale segue la metodologia proposta dalla normativa ISO 1100-2:98 ed è basata sull'interpolazione delle 15 coppie $h(t)$ - $Q(t)$, ottenute dalla generica campagna di misura, mediante l'eq. (1).

L'approccio Vincolato invece utilizza la coppia $h(t)$ - $Q(t)$ caratterizzata dalla massima portata osservata durante la generica campagna di misura per la calibrazione di un apposito modello monodimensionale (1D) di moto permanente, esteso a monte e a valle della sezione di studio per un tratto di lunghezza sufficiente a considerare trascurabile l'effetto delle condizioni al contorno (la lunghezza di tale modello dipende dalle condizioni locali, v. ad es. Castellarin et al., 2009). Il modello così messo a punto viene utilizzato per la stima dell'efficienza idraulica del tronco di interesse, ovvero per la definizione della coppia h_{max} - Q_{max} , rappresentativa della condizione limite di deflusso della sezione di interesse in assenza di esondazioni laterali. La definizione della scala di deflusso viene quindi condotta fittando l'eq. (1) alle 15 coppie $h(t)$ - $Q(t)$ rappresentative della generica campagna di misura, ma forzando questa volta la curva risultante a passare per il punto h_{max} - Q_{max} .

In merito a tale modo di procedere, Di Baldassarre e Claps (2011) hanno recentemente condotto alcune valutazioni inerenti l'applicabilità delle scale di deflusso ad valori elevati di portate, evidenziando come la stima indiretta di portate al di sopra del limite delle osservazioni dovrebbe far ricorso a modelli fisicamente basati piuttosto che, come nel caso del metodo tradizionale, alla semplice estrapolazione delle scale di deflusso. In quest'ottica, l'analisi di seguito riportata si propone di indagare l'applicabilità e le potenzialità offerte dalla procedura precedentemente introdotta (i.e. approccio Vincolato) nella stima di scale di deflusso applicabili a range di portate superiori a quelle osservate.

2.3 Valutazione dell'incertezza globale delle scale di deflusso

La procedura numerica proposta per la valutazione dell'incertezza globale associata alle scale di deflusso è basata sulla definizione di una serie di campagne sintetiche di misura, ognuna delle quali costituita da 15 coppie $h(t)$ - $Q(t)$, come suggerito dalla ISO 1100-2:98. I valori $h(t)$ - $Q(t)$ sintetici costituenti le campagne di misura sono generati facendo ricorso a simulazioni numeriche condotte mediante un modello numerico quasi-bidimensionale per il quale la sezione di studio rappresenta una sezione interna. Per considerare l'errore commesso in fase di misura delle portate, le grandezze sintetiche $Q(t)$ di portata sono state corrette mediante l'applicazione di un errore casuale definito, tramite l'eq. (2), come una variabile normale a media 0 e deviazione standard pari a 2.7% (ISO EN Rule 748, 1997, v. Sezione 2.1). Le due metodologie considerate, Tradizionale e Vincolato, possono quindi essere applicate alle serie di coppie corrette, pervenendo alla definizione di un intervallo di confidenza del 90% rispetto alla scala di deflusso attesa per la sezione di riferimento.

La stima dell'incertezza globale così ottenuta rappresenta un elemento conoscitivo di rilevante importanza, che può risultare di notevole importanza in diverse applicazioni. Nell'ambito della modellazione idraulica, per esempio, la letteratura classica rappresenta il coefficiente di scabrezza di Manning come un parametro fisicamente identificabile in relazione alle caratteristiche dell'alveo fluviale (Chow, 1959). Studi recenti hanno invece

messo in evidenza come il coefficiente di scabrezza debba essere considerato come un mero coefficiente di calibrazione, non solo utilizzato per riprodurre le caratteristiche di scabrezza della sezione fluviale, ma anche in grado di compensare per alcune sorgenti d'errore comunemente presenti nelle applicazioni pratiche (ad es. semplificazioni del modello numerico, incertezza nelle condizioni al contorno, semplificazione nella descrizione geometrica del corso d'acqua). Ne consegue che la calibrazione di tali coefficienti possa in alcuni casi portare all'adozione di valori di scabrezza non fisicamente giustificabili per la realtà di studio (v. ad es. Di Baldassarre et al., 2010).

Prima di procedere alle analisi introdotte si ritiene comunque importante sottolineare che entrambe le metodologie utilizzate per la stima dell'incertezza globale delle scale di deflusso sono basate su alcune supposizioni e semplificazioni, quali: l'errore di misura delle portate è assunto come variabile casuale avente distribuzione normale, il correntometro utilizzato per la misura delle portate non è affetto da errori sistematici di misura e viene impiegato in condizioni di esercizio ottimali, il deflusso idrico scorre ortogonalmente alla sezione fluviale, la sezione geometrica fluviale rimane inalterata nel tempo, gli effetti del vento e del trasporto di sedimenti possono essere trascurati, il deflusso avviene in condizioni di moto permanente, trascurando i fenomeni di moto vario (isteresi o cappi di piena).

Sulla scorta di tali considerazioni, nei capitoli successivi verrà indagato il possibile effetto dell'incertezza delle scale di deflusso, e quindi delle condizioni al contorno (idrogrammi di piena), in termini di coefficienti di scabrezza di Manning, n , ottenuti a seguito della calibrazione di un modello numerico.

3 AREA DI STUDIO E MODELLI NUMERICI

3.1 Area di studio

L'analisi condotta si è concentrata sulla sezione strumentata di Cremona, lungo il corso del Fiume Po (v. Figura-I 3.1). Il Po, il più lungo corso d'acqua italiano, scorre per c.a. 650km in direzione est attraversando tutta la Pianura Padana e sfocia nel Mar Adriatico, drenando un bacino di estensione complessiva pari a circa 71 000km². Nel caso specifico, lo studio ha analizzato un tratto fluviale di estensione pari a circa 240km, dalla sezione di Piacenza alla sezione di Pontelagoscuro. La sezione strumentata di Cremona, sezione di riferimento per le indagini condotte sull'incertezza delle scale di deflusso, si trova nel tratto medio-inferiore del corso d'acqua (v. Figura-I 3.1), tratto caratterizzato da un alveo inciso stabile di larghezza variabile tra i 200 e i 500m. Le aree golenali, caratterizzate nel loro complesso da una capacità di invaso pari a circa 450Mm³, hanno una larghezza variabile tra 200m e 5km, sono tipicamente destinate a coltivazioni poco intensive e sono delimitate da un sistema arginale continuo che protegge le aree esterne dai fenomeni di allagamento. Parte di queste aree golenali, specie nel tratto fluviale tra Cremona e Borgoforte, sono protette dai frequenti allagamenti mediante un sistema di argini golenali, di ridotta dimensione, che ne regolano l'entrata in funzione (così dette golene difese, v. ad es. Castellarin et al., 2011b).

Durante gli eventi di piena il funzionamento idraulico del Fiume Po è caratterizzato da una complessa interazione da alveo fluviale e sistema golenale che riduce l'applicabilità della modellistica numerico-idraulica puramente monodimensionale, specie per quei tratti caratterizzati da una rilevante presenza di golene difese (Castellarin et al., 2011b). Per tale ragione, si farà di seguito riferimento ad un modello quasi-bidimensionale (quasi-2D), in grado di riprodurre e simulare in maniera opportuna l'interazione esistente durante gli eventi di piena tra alveo fluviale principale e le aree golenali.

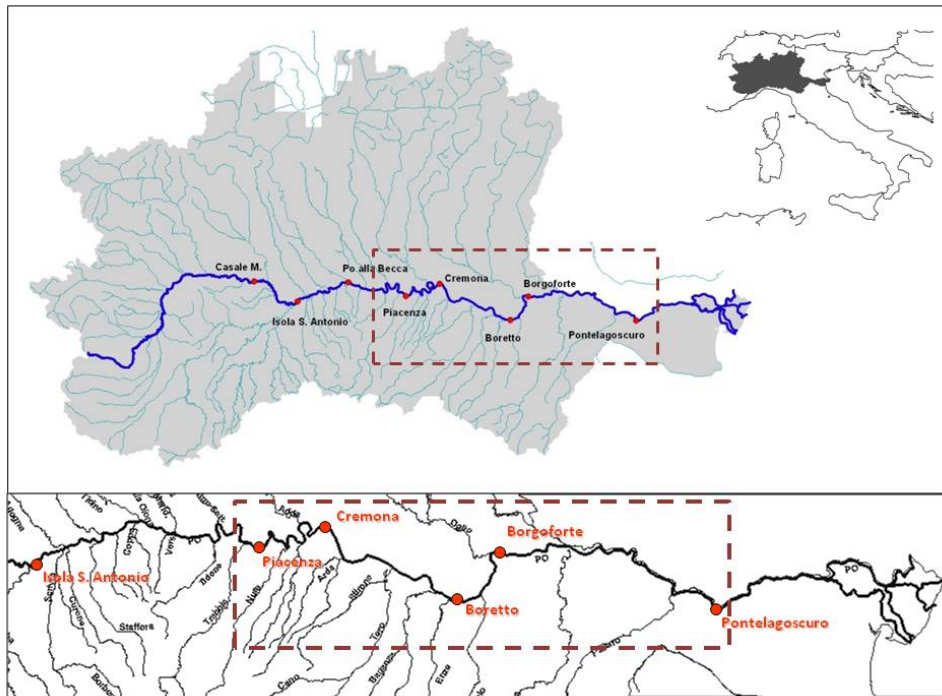


Figura-I 3.1 - Bacino del Fiume Po (~71 000km², in alto) e asta principale del corso d'acqua; in evidenza il tratto di Fiume Po da Piacenza a Pontelagoscuro analizzato mediante modellazione matematica (riquadro tratteggiato).

3.2 Codice di calcolo impiegato

Nel presente studio si è utilizzato il codice di calcolo di moto vario UNET (Barkau, 1997), che permette di riprodurre il comportamento idraulico di complessi sistemi di corsi d'acqua naturali e canali artificiali mediante schematizzazioni di tipo monodimensionale (1D) o quasi-bidimensionale (quasi-2D). UNET risolve attraverso un classico schema implicito alle differenze finite a quattro nodi (schema di Preissmann) le equazioni di Saint Venant 1D, consistenti nell'equazione di continuità:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial S}{\partial t} - q_e = 0$$

e nell'equazione del moto:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial QV}{\partial x} + gA \left(\frac{\partial z}{\partial x} + S_f \right) = 0$$

dove Q è la portata della corrente fluviale, A l'area della porzione di sezione trasversale bagnata che si considera attiva nei confronti del deflusso, S l'area di accumulo (area della

sezione trasversale bagnata che non contribuisce al deflusso), q_e la portata per unità di larghezza dovuta agli apporti laterali, V la velocità media della corrente ed S_f la cadente.

3.3 Costruzione e taratura del modello idraulico

Di seguito si riportano brevemente le informazioni utilizzate e le attività condotte per la messa a punto e la taratura del modello idraulico quasi-2D implementato per il tratto di interesse del Fiume Po, compreso tra la sezione strumentata nei pressi di Piacenza e la sezione posta in prossimità di Pontelagoscuro (v. Figura-I 3.1). Il modello sviluppato rientra nella classe dei modelli quasi-bidimensionali (v. ad es. Brath e Di Baldassarre, 2006). Infatti, sebbene le equazioni caratteristiche del modello descrivano il moto utilizzando una sola variabile spaziale, la schematizzazione di golene chiuse idraulicamente connesse all'alveo attivo e, talvolta, interconnesse tra loro, permette di descrivere la dinamica del fenomeno di propagazione dell'onda di piena in maniera non necessariamente monodimensionale. L'obiettivo è stato quello di pervenire ad un modello che, pur adottando le approssimazioni caratteristiche della classe di modelli quasi-bidimensionali, fornisca una rappresentazione fedele della geometria del sistema fluviogolenale, contenendo nel contempo il numero di parametri che necessitano di taratura (v. Brath et al., 2010).

Nello specifico, l'attività svolta ha fatto estensivo uso del modello digitale delle quote del terreno (Digital Terrain Model, DTM) a passo 2m e dell'ortofoto, a scala nominale 1:2.000, dell'asta di Po tra la confluenza Ticino e l'incile del Po di Goro, di cui l'AdB-Po si è dotata a partire dall'anno 2005. Tale DTM integra tre diverse tipologie di informazione, inglobando le altezze derivanti dal rilievo laser-scanning della parte emersa con il rilievo batimetrico da natante con sonar a scansione per le aree umide, e le informazioni altimetriche relative ad alcune sezioni trasversali rilevate con tecniche topografiche tradizionali dall'AIPO (Agenzia Interregionale per il Fiume Po) nel 2005. Il risultato complessivo ha messo a disposizione uno strumento conoscitivo altimetrico di elevata precisione, con assenza di scostamenti locali sistematici ed errori molto ridotti (~0.1m; v. Camorani et al., 2006).

Il DTM è stato analizzato in ambiente GIS (Geographic Information System) con lo scopo di caratterizzare la geometria delle golene chiuse. Per ciascuna delle maggiori golene chiuse presenti nel tratto di Po considerato sono stati individuati dapprima gli argini golenali e, successivamente, i volumi idrici invasabili e le corrispondenti superfici libere per diversi valori del livello idrico. La Figura-I 3.2 riporta a titolo d'esempio un tratto del Fiume Po nei pressi di Casalmaggiore, mettendo in evidenza la complessità del sistema fluvio-golenale (presenza di golene difese, pannello di destra) e le informazioni altimetriche ottenute analizzando l'andamento topografico di tali aree mediante strumenti GIS (pannello di sinistra).

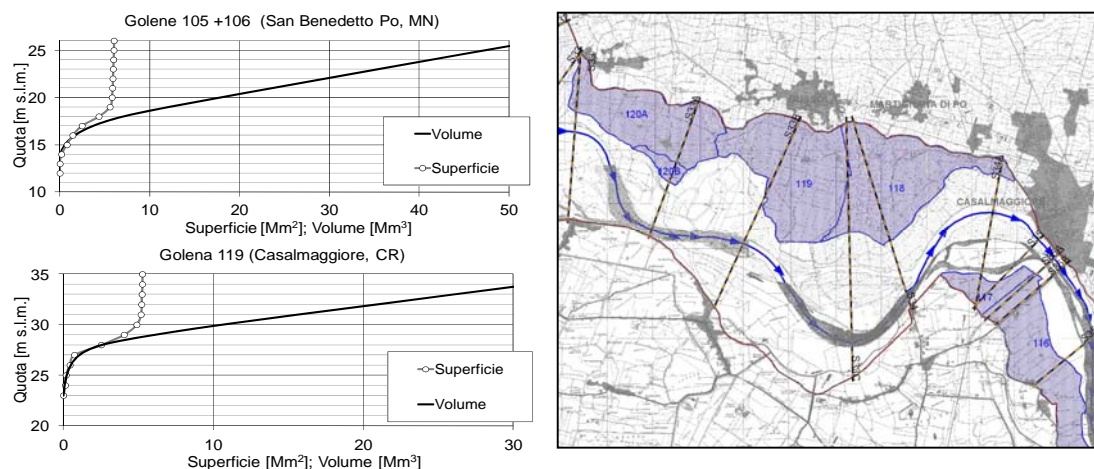


Figura-I 3.2 - Costruzione del modello idraulico (v. AdB-Po-Distart, 2008). Pannello di destra: golene difese (aree azzurre), argini golenali (linee blu), tracce delle sez. Brioschi (linee nere e gialle) e arginature maestre (linee marroni); pannello di sinistra: esempio dei risultati delle analisi quantitative condotte sulle golene difese mediante il DTM.

Il comportamento idraulico di ciascuna golena chiusa è stato schematizzato nel modello come una successione di stati idrostatici regolati dagli scambi di volumi idrici con l'alveo attivo (o con golene chiuse adiacenti) e dalla curva che descrive il volume idrico invasato in funzione della quota del pelo libero (v. Figura-I 3.2, pannello di sinistra). Le golene chiuse sono collegate al corso d'acqua tramite l'inserimento nel modello di sfioratori laterali rappresentanti gli argini golenali, il cui sviluppo altimetrico è stato ricavato dal DTM. Anche i collegamenti idraulici tra golene chiuse adiacenti sono stati schematizzati rappresentando come sfioratori i tratti di argine golenale in comune tra le coppie di golene.

Per quanto riguarda la taratura del modello idraulico si è fatto riferimento all'evento di piena osservato lungo il corso d'acqua nell'Ottobre del 2000. In tale occasione, lungo il Fiume Po ed alcuni dei suoi principali affluenti si è registrato un evento di piena di elevata intensità, avente un tempo di ritorno mediamente stimato pari a 50 anni. Durante tale evento, le portate registrate nelle sezioni di interesse hanno raggiunto valori di picco particolarmente rilevanti, raggiungendo una portata stimata pari a $12\,240\text{ m}^3/\text{s}$ a Piacenza, $11\,850\text{ m}^3/\text{s}$ a Cremona e $9\,750\text{ m}^3/\text{s}$ a Pontelagoscuro.

In ragione della sua intensità e della completezza delle informazioni registrate durante l'evento stesso, si è ritenuto essere l'evento maggiormente in grado di riprodurre le dinamiche idrauliche del corso d'acqua in condizioni di piena intensa. Rimandando ad altri studi disponibili per maggiori informazioni in merito alle sue specifiche caratteristiche (v. ad es. Cons. Italcopo, 2002; Coratza, 2005; AdB-Po-Distart, 2008; Castellarin et al., 2011a, 2011b), di seguito si riportano solamente alcuni elementi salienti dell'attività di taratura.

La calibrazione è consistita nell'identificazione dei coefficienti distribuiti di resistenza al moto, caratteristici delle diverse sezioni trasversali implementate nel modello, distinguendo in genere i coefficienti riferiti all'alveo inciso e alle aree golenali allagabili. Come condizione al contorno di monte (idrometro di Piacenza, sez. Brioschi 18A) si è adottato l'idrogramma di piena in termini di portata osservato durante l'evento storico, mentre come condizione di valle (idrometro di Pontelagoscuro), si è utilizzato l'idrogramma di piena in termini di livello desunto da ARPA SIM - Emilia Romagna. La Figura-I 3.3 riporta i due idrogrammi in termini di portate e di livello, osservati durante l'evento dell'Ottobre 2000 e rispettivamente utilizzati come condizioni al contorno di monte e di valle. Per quel che riguarda infine gli apporti idrici dei principali affluenti, rappresentati nel modello come ingressi laterali concentrati, le informazioni sono state infine reperite negli studi precedentemente citati.

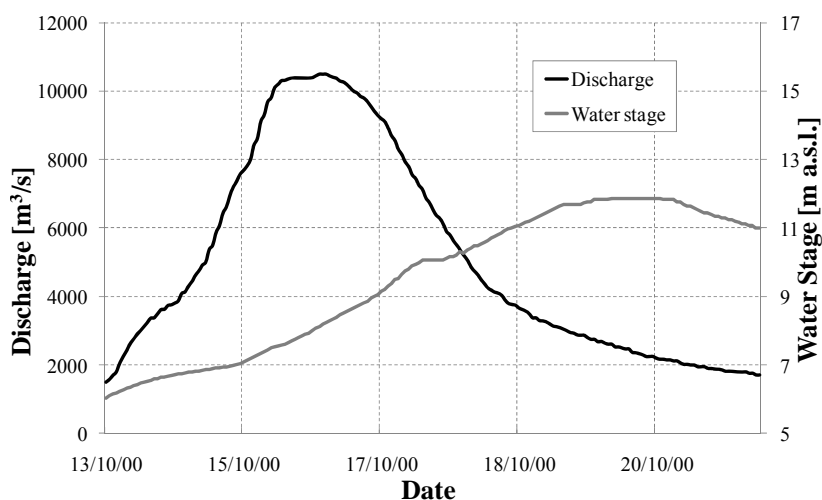


Figura-I 3.3 - Condizioni al contorno di monte (idrogramma di piena; sez. di Piacenza) e di valle (livelli idrometrici; sez. di Pontelagoscuro) utilizzate per l'evento di calibrazione dell'Ottobre 2000.

L'identificazione dei coefficienti di scabrezza relativi al tratto di 240km di riferimento (v. Figura-I 3.1) è stata condotta al fine di pervenire alla corretta riproduzione del comportamento idraulico dell'asta medio inferiore del Fiume Po durante l'evento di piena del 2000. Nello specifico, le informazioni registrate durante l'evento fanno riferimento a:

- i. livelli idrometrici di piena osservati in corrispondenza delle sezioni strumentate intermedie (Cremona, Casalmaggiore, Boretto, Borgoforte e Sermide);
- ii. tracce di piena osservate in corrispondenza di 132 sezioni trasversali (sez. Brioschi);
- iii. dinamica d'invaso del sistema di golene protette (istante di inizio invaso e livello idrico massimo raggiunto);
- iv. valori di portata al colmo per le sezione idrometriche.

La configurazione del modello quasi-2D prevede l'utilizzo di tre diversi coefficienti di scabrezza di Manning: n_f per le aree golenali non protette lungo tutto il corso fluviale studiato, n_u per l'alveo inciso relativo al tratto di monte (~170km, da Piacenza fino a Borgoforte; v. Figura-I 3.1), e n_l per l'alveo principale nel tratto di valle (~70km, da Borgoforte a Pontelagoscuro). Tale suddivisione in due tratti distinti, di monte e di valle, è stata attuata riflettendo le caratteristiche morfologiche del corso d'acqua e con il duplice scopo di semplificare il più possibile il numero di parametri da calibrare. La suddivisione in un numero maggiore di tratti omogenei è stata investigata in fase di calibrazione, mettendo in evidenza un limitato incremento nell'accuratezza del modello.

La Figura-I 3.4 riporta i risultati della calibrazione, confrontando i livelli idrometrici simulati con quelli osservati nelle sezioni strumentate intermedie (pannello di sinistra), e confrontando i valori delle portate di picco sintetiche ed osservate (pannello di destra), considerando l'intervallo di incertezza associato a quest'ultime. Con riferimento a tale aspetto, sono numerosi i contributi forniti dalla letteratura in merito all'identificazione dei termini di incertezza connessi al rilevamento delle portate e alla stima dei loro effetti sul valore ultimo misurato (vedi ad es., Di Baldassarre e Montanari, 2009; Domeneghetti et al., 2010). IAHS (2003) a tal proposito quantifica in ~10% l'incertezza associata ad una generica misura di portata fluviale di qualità definita da discreta a buona (*good-to-fair quality*).

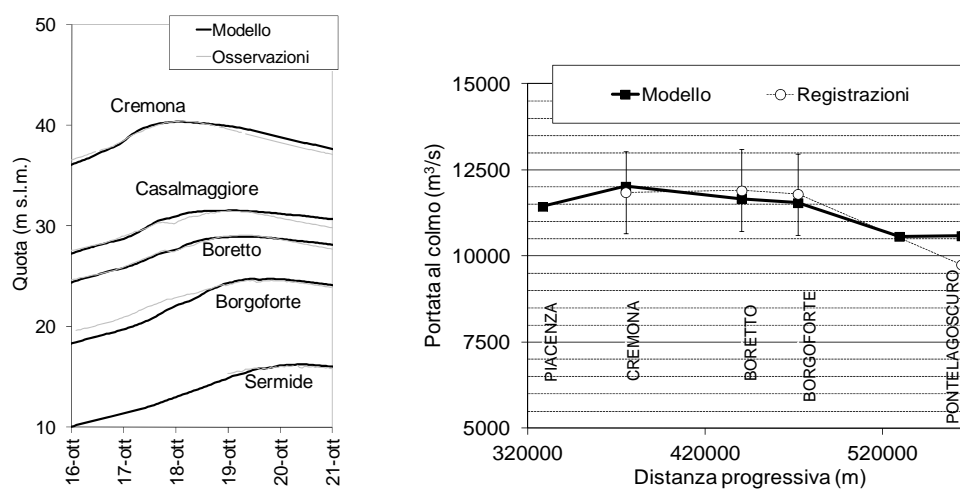


Figura-I 3.4 - Risultati della calibrazione: confronto tra le altezze idriche osservate e simulate nelle sezioni strumentate interne al modello (pannello di sinistra); valori di portata simulati ed osservati con indicazione della fascia di incertezza ($\pm 10\%$).

In accordo con questa indicazione, in Figura-I 3.4 il confronto tra le portate simulate e quelle osservate viene condotto mettendo in evidenza la banda di incertezza associabile alle osservazioni.

La Tabella-I 3.1 riporta i coefficienti di scabrezza di Manning calibrati, ovvero il set di parametri in grado di fornire la migliore riproduzione delle informazioni storiche a disposizione, in seguito identificato come Evento di Calibrazione (CE). Preme sottolineare a tal proposito che i coefficienti di scabrezza ottenuti sono in accordo con quelli suggeriti in letteratura sulla base delle caratteristiche geo-morfologiche del corso d'acqua (Chow, 1959), nonché con i tipici valori suggeriti in letteratura per i grandi corsi d'acqua (v. ad es. Pappenberger et al., 2006; Di Baldassarre et al., 2009) o con quelli adottati in precedenza da altri studi condotti lungo lo stesso corso d'acqua (v. ad es. AdB-Po-Distart, 2008; Castellarin et al., 2009 e 2011a).

Tabella-I 3.1- Risultati della calibrazione: set di valori dei coeff. di scabrezza di Manning (n) calibrati per l'evento di piena del 2000 (evento di calibrazione - CE).

<i>Tratto di riferimento</i>	<i>Coeff. Manning, $n [m^{1/3}s^{-1}]$</i>
Aree golenali non protette - n_f	0.1
Alveo inciso - tratto di monte - n_u	0.041
Alveo inciso - tratto di valle - n_l	0.032

I coefficienti di Manning calibrati riportati in Tabella-I 3.1 saranno in seguito identificati come valori di riferimento (CE) per valutare l'effetto di incertezza delle scale di deflusso sulla calibrazione del modello quasi-2D (v. Sezione-I 4.2).

3.4 Modelli idraulici e simulazioni numeriche

Le analisi presentate sono state condotte facendo ricorso a due modelli numerico-idraulici quasi-bidimensionali e ad un modello idraulico semplificato, puramente monodimensionale. Entrambi i modelli quasi-2D sono costruiti facendo ricorso al programma di calcolo UNET (Barkau, 1997; v. anche Sezione-I 3.2) che risolve il sistema di equazioni di Saint Venant con il metodo delle differenze finite, ma fanno riferimento a due tratti fluviali del Fiume Po di diversa estensione. La Figura-I 3.5 riporta una rappresentazione schematica dei tre modelli utilizzati nella presente analisi.

Il primo modello quasi-2D si riferisce al tratto compreso tra Piacenza e Pontelagoscuro (di seguito definito come modello Piacenza-Pontelagoscuro; Figura-I 3.5) e viene utilizzato per la riproduzione di campagne sintetiche di misura alla sezione interna di Cremona mediante la simulazione di eventi di piena storici (v. Sezione-II 3.4.1).

Il secondo modello quasi-2D, definito nel seguito come modello Cremona-Pontelagoscuro, riproduce il comportamento del corso d'acqua da Cremona a

Pontelagoscuro e verrà considerato in seguito per l'analisi della propagazione dell'incertezza delle scale di deflusso nella calibrazione dei coefficienti di scabrezza.

Infine il terzo modello, modello Cremona 1D, risolve le equazioni di Saint Venant in condizioni di moto permanente, e viene utilizzato per la costruzione delle scale di deflusso secondo l'approccio precedentemente identificato come vincolato.

Di seguito vengono analizzati in maniera distinta i vari modelli, descrivendo dettagliatamente le ragioni ed i fini del loro impiego.

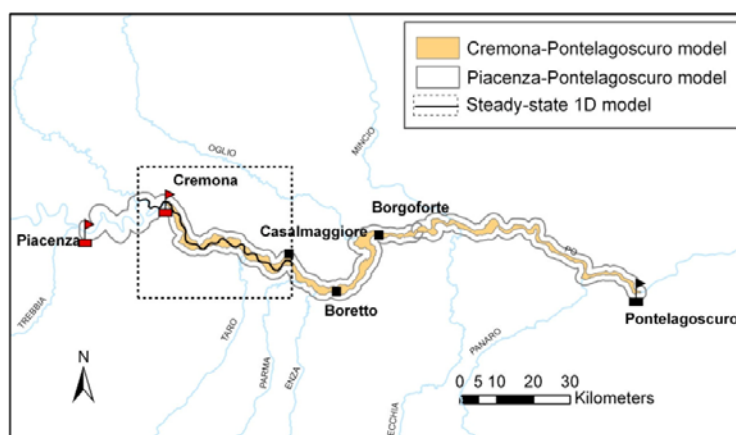


Figura-I 3.5 - Estensione planimetrica dei tre modelli numerico-idraulici utilizzati per lo studio dell'incertezza della scala di deflusso nella sezione intermedia di Cremona.

3.4.1 Modello quasi-2D: Piacenza-Pontelagoscuro

Il modello Piacenza-Pontelagoscuro, il più esteso tra i tre utilizzati (v. Figura-I 3.5), è stato costruito e calibrato seguendo le indicazioni riportate alla Sezione-I 0. Esso è stato utilizzato per la simulazione di 10 eventi storici di piena osservati tra il 1951 ed il 1982, per i quali sono disponibili gli idrogrammi di piena alla sezione di Piacenza. La Figura-I 3.6 riporta, a titolo di esempio, l'idrogramma di piena osservato a Piacenza nel 1951 (massimo evento registrato: portata al colmo pari a circa $12\,850\text{m}^3/\text{s}$), e l'evento del 1970 (minimo evento tra quelli considerati, con una portata al colmo di circa $2\,700\text{m}^3/\text{s}$). Utilizzando i livelli idrometrici riprodotti dal modello quasi-2D alla sezione interna di Cremona (posta a circa 47km a valle di Piacenza) per i 10 eventi storici di piena, si sono simulate 50 diverse campagne di misura (5 per ogni evento). Seguendo le indicazioni riportate dalla ISO 1100-2:98, ogni campagna sintetica di misura è caratterizzata da 15 coppie $h(t)$ - $Q(t)$, casualmente estratte lungo il ramo ascendente e discendente dell'idrogramma di piena e tutte comprese entro il range di portate definito come $1000\text{m}^3/\text{s} < Q < 6\,000\text{m}^3/\text{s}$. Tale limite, fissato per la sezione di Cremona a $6\,000\text{m}^3/\text{s}$, rappresenta per la sezione di interesse la condizione di deflusso oltre la quale l'attuazione di misure di campo delle portate risulta difficilmente attuabile (v. ad es. Di Baldassarre e Montanari, 2009).

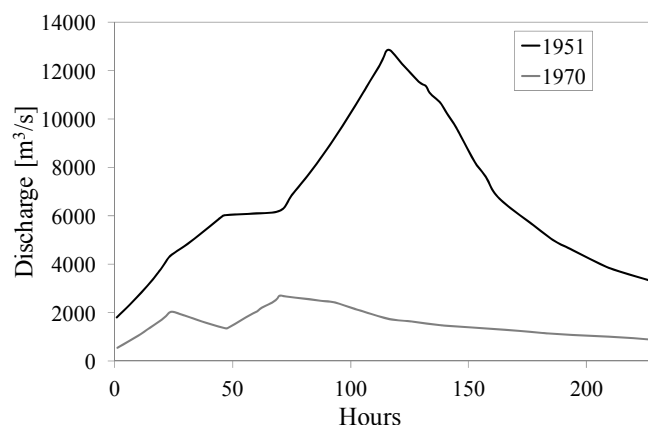


Figura-I 3.6 - Idrogrammi di piena registrati alla sezione di Piacenza per gli eventi del 1951 e del 1970.

Al fine di considerare l'errore commesso in fase di misurazione delle portate (ISO 748:97, v. Sezione-I 2.1), i valori di Q costituenti le campagne di misura sintetiche sono state corrotti mediante un errore casuale, definito secondo la (2). La Figura-I 3.7 riporta due esempi di campagne di misura estratte per la sezione di Cremona (croci), mentre la Figura-I 3.8 riporta l'insieme di tutte le coppie altezze-portate simulate dal modello quasi-2D Piacenza-Pontelagoscuro per i 10 scenari storici alla sezione di Cremona (punti grigi). L'andamento dei punti a frequenza semioraria riportati in Figura-I 3.8 mette in evidenza il fenomeno di isteresi riscontrabile nella relazione altezze-portate in condizioni di moto vario, particolarmente evidente nel caso di corsi d'acqua a ridotta pendenza.

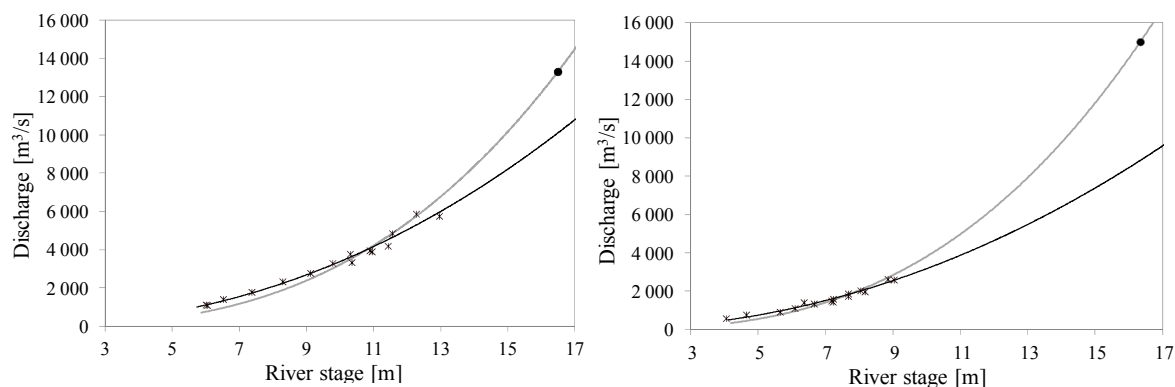


Figura-I 3.7 - Sezione di Cremona: esempio di campagne sintetiche di misura (croci); stima della massima capacità di deflusso della sezione di Cremona (h_{max} - Q_{max} , punto nero); scala di deflusso tradizionale (linea nera) e vincolata (linea grigia).

In merito alla procedura proposta per la simulazione delle campagne sintetiche di misura si ritiene opportuno fare due ulteriori precisazioni. La prima riguarda la grande

diversità e l'ampia finestra temporale in cui ricadono gli eventi storici simulati mediante il modello quasi-2D Piacenza-Pontelagoscuro. Consapevoli delle inevitabili modifiche occorse all'alveo naturale durante tale periodo (dal 1951 al 1982), l'obiettivo perseguito non è stato la riproduzione delle dinamiche fluviale storicamente osservate nei vari eventi, ma piuttosto la simulazione di eventi di piena attendibili e realmente riscontrabili lungo il corso d'acqua in esame. Il modello quasi-2D Piacenza-Pontelagoscuro, calibrato per l'evento di piena del 2000, è stato quindi utilizzato per la generazione di misure sintetiche di altezze e concorrenti valori di portata alla sezione di Cremona, usando gli eventi storici come plausibili condizioni al contorno di monte.

La seconda precisazione riguarda invece la consapevolezza che nella procedura adottata per la simulazione delle campagne di misura, tutte le coppie $h(t)$ - $Q(t)$ estratte sono state simulate mediante il modello quasi-2D calibrato con riferimento all'evento di piena dell'Ottobre 2000, ovvero utilizzando un singolo valore del coefficiente di scabrezza di Manning per la sezione di riferimento. Questo inevitabilmente introduce delle incertezze che si ritengono essere maggiori per le portate fluviali più ridotte.

A tal proposito, Moramarco e Singh (2010) hanno di recente indagato la variabilità del coefficiente di scabrezza di Manning in corrispondenza di due sezioni poste lungo il Fiume Tevere, evidenziando come il valore di n decresca sensibilmente all'aumentare dei tiranti idrici transiti in alveo, tendendo asintoticamente ad un valore costante una volta superate determinate condizioni di deflusso. Lo stesso comportamento è stato osservato anche per la sezione di Cremona di nostro interesse.

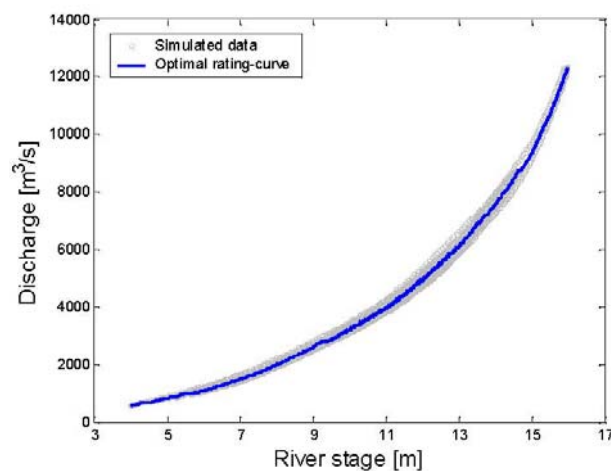


Figura-I 3.8 - Sezione di Cremona: insieme delle coppie $h(t)$ - $Q(t)$ simulate dal modello quasi-2D per i 10 eventi di piena storici (punti grigi); scala di deflusso di moto uniforme (linea blu).

Riferendosi alle coppie $h(t)$ - $Q(t)$ fornite per la sezione di Cremona dall'annale idrologico nel periodo immediatamente successivo alla data del rilievo altimetrico del corso

d'acqua (ARPA SIM, 2006), il modello quasi bidimensionale è stato calibrato in condizioni di moto permanente per le diverse condizioni di deflusso. La Figura-I 3.9 riporta i risultati delle calibrazioni condotte per la sezione di Cremona, indicando il valore del coefficiente n di Manning calibrato al variare delle condizioni idrauliche in alveo.

Come Moramarco e Singh (2010), anche in questo caso si nota chiaramente l'andamento decrescente del coeff. di Manning, tendente a raggiungere in maniera asintotica un valore costante ($\sim 0.044\text{m}^{-1/3}\text{s}$) per elevate portate e corrispondenti tiranti idrici. La linea verticale tratteggiata in Figura-I 3.9 definisce il valore minimo delle portate considerate nelle campagne sintetiche di misura. Come si nota, per quasi tutto il range di portate considerate nelle campagne sintetiche ($1000\text{m}^3/\text{s} < Q < 6\,000\text{m}^3/\text{s}$), il valore del coefficiente di scabrezza mostra una limitata variazione e solo nel caso di portate molto ridotte, raggiungendo un valore pressoché costante per portate di poco superiori a $2\,000\text{m}^3/\text{s}$. Sulla scorta di tali considerazioni, si considerano ridotte e trascurabili le incertezze e le eventuali distorsioni introdotte nella valutazione delle campagne sintetiche di misura utilizzate per la valutazione delle scale di deflusso.

L'insieme delle 50 campagne di misura, ognuna delle quali costituita da 15 coppie di altezze e corrispondenti valori di portate, dopo essere state corrette mediante l'equazione (2) (v. Sezione 2.1), sono state utilizzate per la costruzione delle scale di deflusso secondo l'approccio tradizionale, e quindi rese disponibili per le successive elaborazioni mediante modellazione monodimensionale.

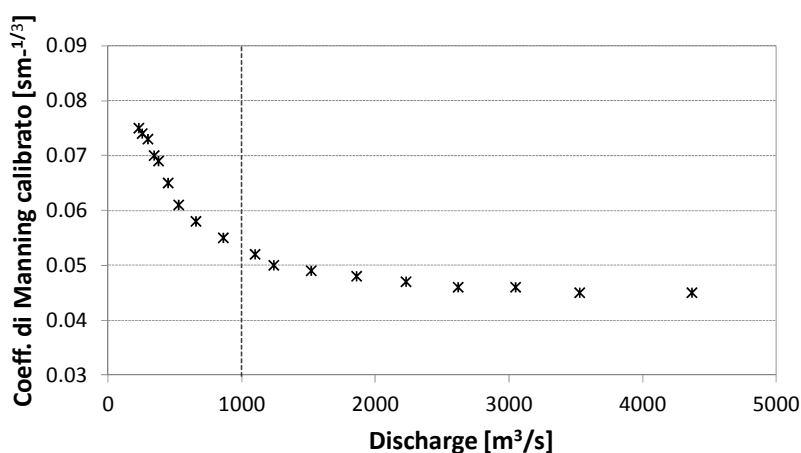


Figura-I 3.9 - Sezione di Cremona: coefficienti di calibrazione di Manning ottenuti con simulazioni di moto permanente in diverse condizioni di deflusso; portata minima considerata nelle campagne sintetiche di misura (linea verticale).

3.4.2 Modello 1D

Il secondo modello utilizzato è un modello numerico puramente monodimensionale che, come evidenziato in Figura-I 3.5 (linea nera continua), utilizza Cremona come sezione

interna ed è esteso verso monte (~10km) e verso valle (~50km) in maniera sufficiente a limitare i possibili effetti delle condizioni al contorno. Tale modello viene utilizzato per la costruzione delle scale di deflusso secondo l'approccio vincolato, stimando il valore di Q_{max} , rappresentativo della massima portata idrica transitabile nella sezione di riferimento con altezza pari ad h_{max} . Per ogni campagna di misura, la coppia $h(t)$ - $Q(t)$ rappresentata dalla portata corrotta massima osservata viene utilizzata per calibrare il modello monodimensionale. Una volta calibrato, il modello 1D viene utilizzato per stimare, in condizioni stazionarie di moto permanente, la portata massima Q_{max} transitabile con un'altezza idrica pari ad h_{max} , definita come l'altezza della sommità arginale nella sezione di Cremona.

Ripetendo tale procedimento per le diverse campagne sintetiche disponibili si sono stimati 50 diversi valori di Q_{max} per la sezione di interesse. Tale informazione aggiuntiva, resa disponibile grazie all'applicazione del modello 1D, è stata utilizzata per la limitazione dell'errore di estrapolazione in fase di costruzione delle scale di deflusso (metodo vincolato).

3.4.3 Modello quasi-2D: Cremona-Pontelagoscuro

Il modello quasi-2D Cremona-Pontelagoscuro è l'ultimo dei tre modelli utilizzato nella presente analisi (v. Figura-I 3.5), ed è applicato per la valutazione della propagazione dell'incertezza associata alle scale di deflusso nella calibrazione dei coefficienti di scabrezza di Manning. I criteri e le informazioni utilizzate per la costruzione del modello relativo al tratto di Fiume Po esteso da Cremona a Pontelagoscuro (~190km) sono le stesse utilizzate in precedenza per la realizzazione del modello più esteso (Piacenza-Pontelagoscuro; v. Sezione 3.4.1). Tale modello è stato utilizzato per la valutazione degli effetti dell'incertezza delle scale di deflusso sulla calibrazione dei modelli quasi-bidimensionali.

Il criterio adottato si è basato sulla calibrazione del modello Cremona-Pontelagoscuro di volta in volta implementato utilizzando diverse condizioni al contorno. I livelli idrometrici osservati durante la piena del 2000 a Pontelagoscuro sono stati utilizzati come condizione al contorno di valle, mentre gli idrogrammi di piena adottati come condizioni al contorno di monte sono stati fatti variare, ricorrendo alle scale di deflusso ottenute con il metodo tradizionale e vincolato. In particolare, i livelli idrometrici simulati a Cremona mediante il modello Piacenza-Pontelagoscuro per l'evento di piena dell'Ottobre 2000 (v. Sezione-I 3.4.1) sono stati convertiti in diversi idrogrammi di piena ricorrendo al 5th e 95th percentile delle scale di deflusso estratte applicando le due metodologie discusse alle campagne sintetiche a disposizione.

Le diverse calibrazioni sono state condotte allo scopo di identificare i coefficienti di Manning relativi all'alveo inciso nei tratti di monte e di valle, n_u ed n_l , in grado di assicurare la riproduzione ottimale delle 102 tracce di piena disponibili lungo il corso d'acqua e dei livelli idrometrici in 4 sezioni intermedie. Il coefficiente di scabrezza adottato

per le aree golenali non protette, n_f (v. Tabella-I 3.1), è stato invece mantenuto costante in tutte le simulazioni. Tale scelta, oltre a semplificare le analisi condotte, è in accordo con quanto messo in evidenza in numerose applicazioni riportate in ambito scientifico, secondo le quali, in molti casi, i modelli 1D e quasi-2D hanno evidenziato una particolare insensibilità alla variazione della scabrezza delle aree golenali (Pappenberger et al., 2006; Castellarin et al., 2009 e 2011a). Tale condizione è stata verificata ed osservata per lo scenario di interesse lungo il tratto fluviale analizzato.

4 RISULTATI

4.1 Incertezza globale della scala di deflusso di Cremona

La scala di deflusso riportata in Figura-I 3.8 (linea blu) rappresenta la scala di deflusso normale per la sezione di riferimento ottenuta come media mobile (estensione 10, 4 iterazioni) dell'insieme delle coppie $h(t)$ - $Q(t)$ simulate dal modello quasi-2D per gli scenari storici di piena considerati (punti grigi). Dall'insieme delle coppie evidenziate in figura sono state estratte, secondo le modalità descritte in precedenza, le campagne sintetiche di misura utilizzate per la costruzione delle scale di deflusso mediante il criterio vincolato e tradizionale.

Partendo da quest'ultimo, la Figura-I 3.7 riporta due esempi di scale di deflusso empiriche ottenute per la sezione di Cremona (curve nere sottili) considerando l'approccio tradizionale. Secondo tale metodologia, l'equazione (1) è stata fittata sulle serie di coppie portate-tiranti relative alle due distinte campagne di misura (croci), condotte rispetto ad eventi di piena di diversa magnitudo.

La Figura-I 4.1 riporta la scala di deflusso mediana (linea rossa tratteggiata), il 5th ed il 95th percentile, in seguito rispettivamente richiamati 5TRC (Traditional Rating Curve) e 95TRC, ottenuti dal set di 50 scale di deflusso stimate alla sezione di Cremona mediante l'approccio tradizionale. Il confronto con la scala di deflusso normale (linea blu, v. anche Figura-I 3.8) evidenzia una distorsione negativa non trascurabile per entrambi i percentili (scale di deflusso 5TRC e 95TRC) a partire da valori di portata superiore a 4000-6000 m³/s.

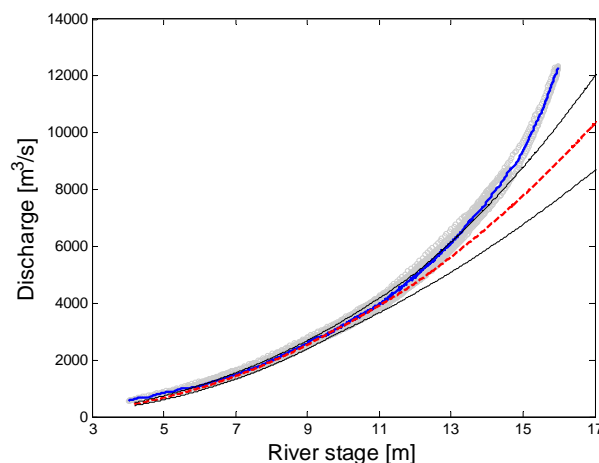


Figura-I 4.1 - Sezione di Cremona: scala di deflusso normale (linea blu), scala di deflusso mediana (linea rossa tratteggiata) ed intervallo al 90% di confidenza (curve nere) ottenuto mediante l'approccio tradizionale.

La Figura-I 3.7 riporta inoltre, in entrambi i pannelli, un esempio di scala di deflusso ottenuta mediante l'approccio vincolato (linee grigie), dove l'equazione (1) viene interpolata sulla serie di 15 coppie altezze-portate e forzata a passare per il punto h_{max} - Q_{max} stimato (punto nero in Figura-I 3.7; v. Sezione 3.4.2).

La Figura-I 4.2 riporta i risultati ottenuti nel caso dell'applicazione del metodo vincolato, attuando il confronto tra la scala di deflusso normale (linea blu), la scala di deflusso mediana (linea rossa tratteggiata) e l'insieme delle curve costituenti l'intervallo al 90% di grado di confidenza (linee nere: 5th e 95th percentile, di seguito riferite come 5CRC e 95CRC - Constrained Rating Curve).

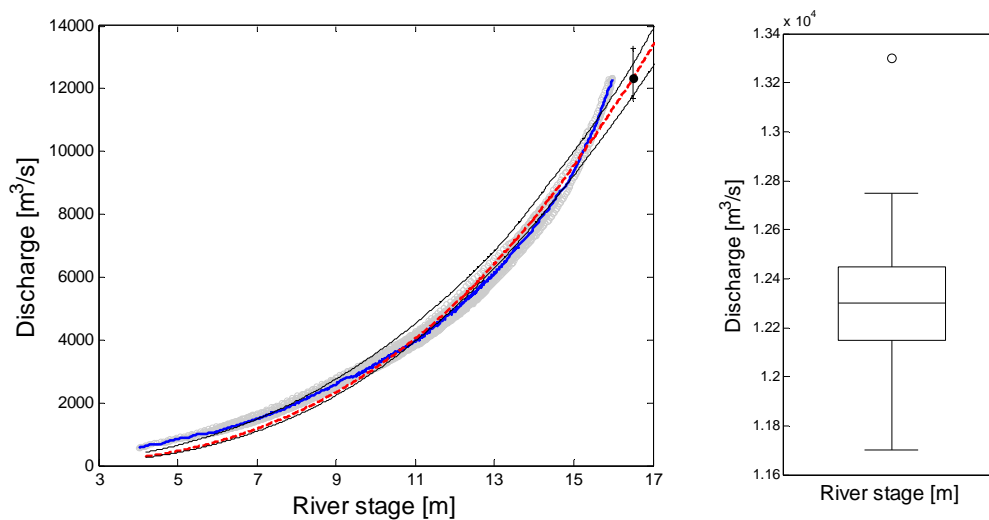


Figura-I 4.2 - Sezione di Cremona. Pannello di sinistra: scala di deflusso normale (linea blu), scala di deflusso mediana (linea rossa tratteggiata) ed intervallo al 90% di confidenza (curve nere) ottenuto mediante l'approccio vincolato; range di variazione (bande) e valore medio di h_{max} - Q_{max} (punto nero). Pannello di destra: box-plot di tutti i valori h_{max} - Q_{max} stimati mediante modello 1D.

Fissata l'altezza h_{max} (quota di sommità arginale minima alla sezione di Cremona), la Figura-I 4.2 (pannello di sinistra) riporta il valore medio (punto nero) ed il range di variazione ottenuto per il valore di Q_{max} . Il pannello di destra della Figura-I 4.2 (box-plot), riporta in maniera dettagliata la distribuzione dei valori di Q_{max} : la linea centrale rappresenta il valore mediano ($12\,330\text{m}^3/\text{s}$), il box rappresenta lo scarto interquantile (interquantile range-IQR, contenente il 50% dei valori distribuiti attorno alla mediana), mentre le linee (whiskers) delimitano la complessiva estensione del range di valori, con la sola esclusione dei punti (outliers) che si differenziano dalla mediana per una quantità maggiore, o minore, di 1.5 volte IQR (circolo in Figura-I 4.2).

Facendo riferimento alla scala di deflusso normale ottenuta per Cremona mediante il modello di moto vario quasi-2D (Figura-I 3.8), la Figura-I 4.3 riporta la distorsione emersa per le scale di deflusso mediane ottenute secondo l'approccio tradizionale

(Traditional approach, linea grigia) e l'approccio vincolato (Constrained approach, linea tratteggiata).

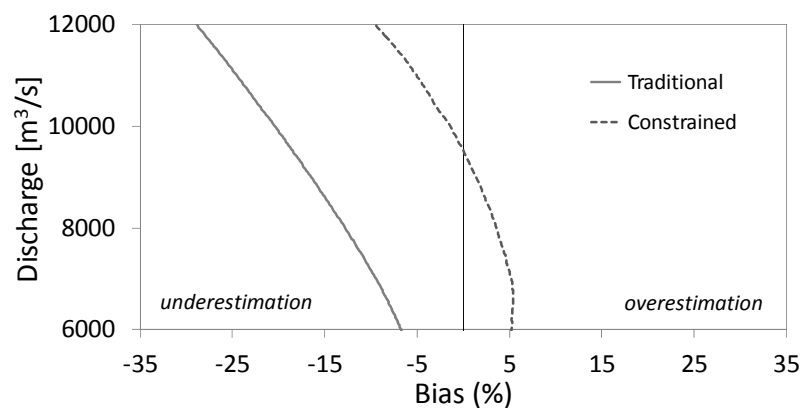


Figura-I 4.3 - Distorsione delle scale di deflusso mediane ottenute mediante il metodo tradizionale (linea grigia) ed il metodo vincolato (linea tratteggiata) rispetto alla scala di deflusso normale (v. Figura-I 3.8).

Adottando l'approccio tradizionale, il caso di studio affrontato ha evidenziato una sottostima particolarmente importante, con un aumento della distorsione all'aumentare delle portate, fino ad arrivare ad un valore di distorsione pari a circa 30% per portate di 12 000m³/s.

In merito all'approccio vincolato, la distorsione appare più modesta, rimanendo confinata in variazione comprese tra $\pm 10\%$ delle portate analizzate: distorsione positiva (sovrastima) nel caso di basse portate (6000-9000m³/s), sottostima (distorsione negativa) per portate maggiori di 9000m³/s.

Facendo inoltre un rapido confronto tra la Figura-I 4.1 e la Figura-I 4.2 (pannello di sinistra) si nota chiaramente come l'applicazione della metodologia proposta, approccio vincolato, permetta una rilevante costrizione dell'intervallo di confidenza rispetto al metodo tradizionale. Tale aspetto è messo in evidenza nella Figura-I 4.4 che riporta, per entrambe le metodologie analizzate, l'estensione dell'intervallo al 90% del grado di confidenza al variare delle portate in transito.

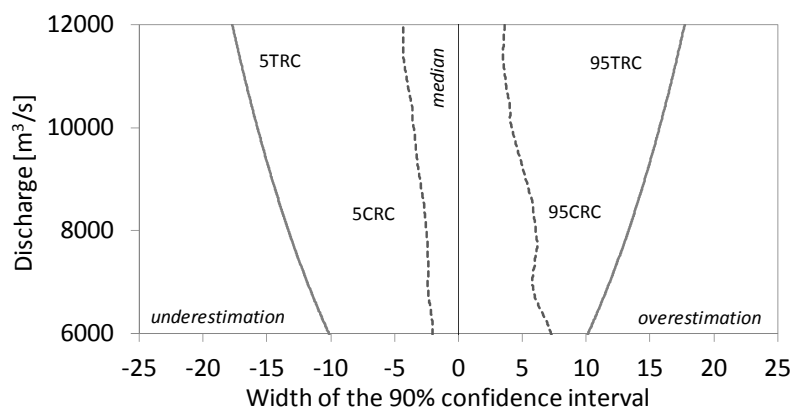


Figura-I 4.4 - Ampiezza degli intervalli di confidenza nel caso di approccio tradizionale (5TRC e 95TRC, linee grigie) e approccio vincolato (5CRC e 95CRC, linee tratteggiate).

Il metodo tradizionale appare caratterizzato da un intervallo di confidenza simmetrico rispetto alla relativa scala mediana, di ampiezza crescente all'aumentare delle portate. Al contrario, nel caso dell'approccio vincolato, il range di incertezza appare asimmetrico e con ampiezza pressoché costante al variare delle portate.

4.2 Incertezza nella calibrazione dei modelli quasi-2D

Per valutare la propagazione dell'incertezza delle scale di deflusso nella calibrazione dei coefficienti di scabrezza di Manning si sono utilizzati gli estremi degli intervalli di confidenza ottenuti nei due approcci, per convertire i livelli idrometrici simulati alla sezione di Cremona durante la piena del 2000 in altrettanti idrogrammi di piena (v. Figura-I 4.1 e Figura-I 4.2). Con riferimento all'approccio tradizionale, la Figura-I 4.5 (pannello di sinistra) riporta il confronto tra l'idrogramma simulato per la piena del 2000 dal modello Piacenza-Pontelagoscuro (linea rossa), e gli idrogrammi ottenuti mediante i due percentili 5TRC e 95TRC del metodo tradizionale. Tali idrogrammi sono stati utilizzati come condizioni al contorno per la calibrazione del modello quasi-2D Cremona-Pontelagoscuro. Dato l'errore di estrapolazione (v. anche Figura-I 4.1), entrambi gli idrogrammi ottenuti appaiono sottostimare le portate in transito a Cremona durante l'evento dell'Ottobre 2000.

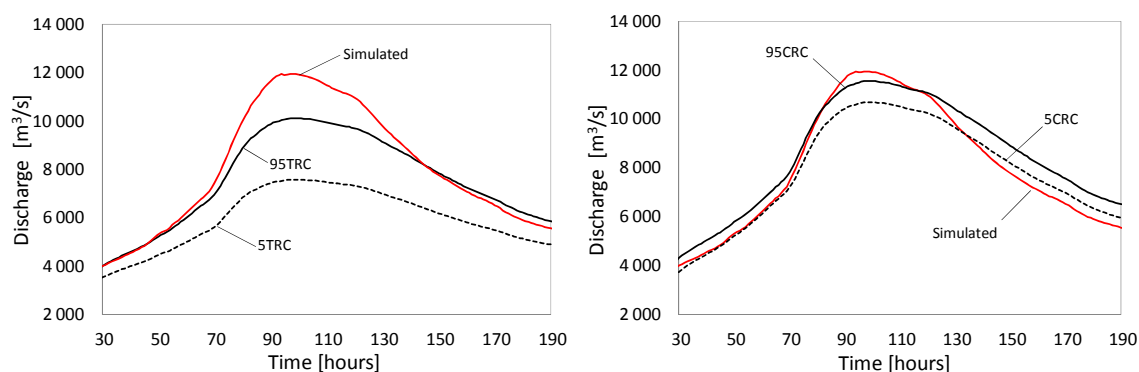


Figura-I 4.5 - Evento di piena dell'Ottobre 2000 alla sezione di Cremona: idrogramma di piena simulato con il modello Piacenza-Pontelagoscuro (linea rossa); idrogrammi di piena ottenuti con i percentili delle scale di deflusso stimati mediante l'approccio tradizionale (pannello sinistro) e l'approccio vincolato (pannello destro).

La Tabella-I 4.1 riporta i risultati delle calibrazioni del modello Cremona-Pontelagoscuro, comparando i coefficienti di scabrezza di Manning, n_u e n_l , ottenuti per gli eventi 5TRC e 95TRC, con quelli ottenuti per l'evento di calibrazione (Calibration Event-CE, v. anche Sezione 3.4.1). Le variazioni evidenziate rispetto allo scenario di riferimento sono risultate notevoli, variando tra il 10% ed il 19% nel caso 95TRC e tra il 46% ed il 59% per la simulazione 5TRC.

La stessa procedura è stata ripetuta facendo riferimento al range di incertezza stimato mediante il criterio vincolato (v. Figura-I 4.2, pannello sinistro). Il pannello destro di Figura-I 4.5 riporta i due idrogrammi di piena ottenuti adottando le scale di deflusso percentili per l'evento del 2000, 5CRC e 95CRC, e l'andamento delle portate simulate dal modello di riferimento Piacenza-Pontelagoscuro per la sezione idrometrica di Cremona.

Tabella-I 4.1 - Coefficienti di calibrazione di Manning per il tratto di monte, n_u , e valle, n_l , e per le diverse simulazioni: modello quasi-2D Piacenza-Pontelagoscuro (Evento di Calibrazione - CE); modello Cremona-Pontelagoscuro calibrato con riferimento alle scale di deflusso tradizionali (5TRC e 95TRC) e vincolate (5CRC e 95CRC).

<i>Simulazione</i>	n_u	<i>(Δ rispetto CE)</i>	n_l	<i>(Δ rispetto CE)</i>
CE	0.041	-	0.032	-
95TRC	0.045	(+ 10%)	0.038	(+ 19%)
5TRC	0.060	(+ 46%)	0.051	(+ 59%)
95CRC	0.038	(- 7%)	0.033	(+ 3%)
5CRC	0.044	(+ 6%)	0.036	(+ 13%)

Tali idrogrammi sono stati come prima utilizzati come condizioni al contorno di monte per calibrare il modello quasi bidimensionale Cremona-Pontelagoscuro.

I risultati delle calibrazioni sono riportati in Tabella-I 4.1, evidenziando delle variazioni rispetto allo scenario di riferimento (CE), variabili tra -7% e 3% nel caso della simulazione 95CRC, e tra 6% e 13% per lo scenario 5CRC.

5 DISCUSSIONE

Come era atteso, l'errore di estrapolazione assume un ruolo dominante nell'incertezza complessiva delle scale di deflusso stimate tramite l'approccio tradizionale. Tale incertezza appare in questi casi lungi dall'essere trascurabile. L'adozione dell'approccio vincolato permette una significativa riduzione dell'incertezza globale, specie per valori delle portate appartenenti al range di estrapolazione (ossia per valori di $Q > 6\,000\text{m}^3/\text{s}$ per la sezione di interesse). La Figura-I 4.3 e la Figura-I 4.4 evidenziano la riduzione in termini di distorsione (bias), e di incertezza globale, nella definizione delle scale di deflusso, passando dall'adozione di un approccio di tipo tradizionale ad uno vincolato. La distorsione associata all'approccio tradizionale è rilevante ed aumenta al crescere della magnitudo dell'evento. Inoltre, tanto minore è la massima portata osservata durante la generica campagna di misura, tanto maggiore risulta essere l'errore di estrapolazione atteso per range di portate elevate. Appare evidente che l'incertezza globale e la distorsione associata alle scale di deflusso tradizionalmente stimate abbiano un impatto non trascurabile nelle applicazioni pratiche, come ad esempio sulla calibrazione dei modelli numerici (v. Tabella-I 4.1).

Una ridotta incertezza ed una limitata distorsione caratterizzano invece le scale di deflusso ottenute mediante l'approccio vincolato, risultando in una minore incertezza nella definizione dei coefficienti di Manning (v. Tabella-I 4.1). Il confronto tra gli idrogrammi di piena riportato in Figura-I 4.5 (pannello di destra) mette in evidenza tale aspetto, evidenziando una migliore corrispondenza con l'idrogramma atteso alla sezione di studio (linea rossa in figura).

Tabella-I 5.1 - Coefficienti di scabrezza relativi all'alveo inciso dei corsi d'acqua naturali (Chow, 1959).

<i>Caratteristiche dell'alveo principale</i>	<i>n min.</i>	<i>n max.</i>	<i>Var. rispetto a n medio (%)</i>
a) Non vegetati, rettilinei, corrente regolare	0.025	0.033	13%
b) Come sopra ma con pietre e alghe	0.030	0.040	14%
c) Non vegetati, tortuosi con mollenti e rapide	0.033	0.045	15%
d) Come sopra ma con pietre e alghe	0.035	0.050	17%
e) Come sopra, in magra	0.040	0.055	16%
f) Come sopra ma con più pietrame	0.045	0.060	15%
g) Non vegetati, tortuosi, pietre, mollenti e rapide	0.050	0.080	21%
h) Molto irregolari e alghe molto fitte	0.070	0.150	40%

Considerando gli effetti di propagazione dell'incertezza delle scale di deflusso sulla calibrazione dei modelli numero-idraulici, la Tabella-I 5.1 riporta i coefficienti di Manning proposti in letteratura per gli alvei naturali (Chow, 1959).

Il confronto tra i valori di n riportati nella Tabella-I 4.1 e nella Tabella-I 5.1 permette di fare le seguenti considerazioni:

(1) l'impatto dell'incertezza delle scale di deflusso stimate utilizzando l'approccio tradizionale sui coefficienti calibrati di Manning, n , può essere notevole; la conseguente variabilità di n può essere notevolmente superiore all'estensione degli intervalli di valori riportati in letteratura per determinate caratteristiche naturali dell'alveo;

(2) la sola incertezza delle scale di deflusso (trascurando tutte le altre fonti d'incertezza) può significativamente ridurre il significato fisico di n , riducendolo ad un mero coefficiente di calibrazione. Nel caso in esame, ad esempio, le caratteristiche morfologiche del tratto fluviale di studio appaiono ben iscrivibili nelle classi *c*) e *d*) della Tabella-I 5.1: i valori di n_u ed n_l ottenuti per lo scenario CE (v. Tabella-I 4.1) sembrano confermare questa valutazione. Considerando tuttavia l'incertezza delle scale di deflusso, i valori di n_u ed n_l ottenuti per gli scenari 5TRC e 95TRC (v. Tabella-I 5.1), appartengono alle classi *d*) e *g*), che identificano caratteristiche morfologiche molto diverse rispetto a quelle reali;

(3) il condizionamento del comportamento della scala empirica di deflusso nel range delle portate di piena (ad esempio mediante l'aggiunta di una coppia h_{max} - Q_{max} stimata mediante modellistica 1D) permette una rilevante riduzione dell'errore di estrapolazione. L'importanza di tale riduzione è evidenziata in Tabella-I 4.1, dove si evidenzia la riduzione dell'incertezza nella definizione dei coefficienti di scabrezza a seguito del ricorso all'approccio vincolato.

Infine, vale la pena sottolineare come il segno della distorsione messa in risalto dall'analisi condotta in questo studio non possa essere determinata a priori. Sebbene l'utilizzo dell'approccio tradizionale comporti un fenomeno di sottostima per la sezione di Cremona (v. Figura-I 4.1 e Figura-I 4.3), non è possibile trarre conclusioni di tipo generale: distorsioni di segno opposto si possono verificare in altre sezioni fluviali adottando la stessa metodologia.

Sebbene il segno di tali alterazioni non sia preventivamente stimabile, lo studio condotto ha messo in evidenza come l'incertezza globale e la distorsione delle scale di deflusso possano essere notevolmente ridotte vincolando il comportamento delle curve con informazioni stimate mediante semplici modellazioni numerico-idrauliche, con indubbi benefici in campo pratico.

6 CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE DELLA I PARTE

Partendo dalla considerazione che nessuna misura di una grandezza fisica può ritenersi esatta, o priva di errore, lo studio si è focalizzato sulla valutazione dell'incertezza globale associata alle misure delle portate e alla definizione del legame tiranti-portate (scale di deflusso). La normativa ISO 748:97 fornisce in tal senso una stima dell'errore mediamente commesso nella misurazione delle portate adottando il metodo area-velocità, nelle ipotesi di poter considerare le diverse sorgenti d'errore come variabili indipendenti e normalmente distribuite.

Le scale di deflusso sono uno strumento ampiamente utilizzato in numerose applicazioni pratiche nel campo idrologico-idraulico e nella gestione delle risorse idriche. Le osservazioni di portata, solitamente ottenute mediante la conversione di misure di livello tramite le relazioni tiranti-portate, vengono frequentemente utilizzate per la calibrazione dei modelli afflussi-deflussi, o come condizioni al contorno nelle applicazioni modellistiche. Sebbene molti studi evidenzino un'incertezza associata alle misure di portata o alla definizione delle scale di deflusso non trascurabile (v. ad es. Di Baldassarre e Montanari, 2009; Pelletier, 1987; Schmidt, 2002), le scale di deflusso, e le portate da esse derivate, vengono utilizzate in maniera deterministica nelle applicazioni pratiche.

In questo studio si è proposto una metodologia finalizzata alla valutazione dell'incertezza globale associata alle scale di deflusso mediante il ricorso a modelli numerico-idraulici, ritenendo valide alcune ipotesi semplificative e comunemente accettate: gli strumenti di misura (ad es. correntometro) lavorano in condizioni ideali di esercizio; non vi sono errori di misura sistematici; la geometria della sezione è ritenuta costante nel tempo; l'influenza del vento e dei sedimenti nelle misurazioni delle portate è trascurabile; gli effetti di moto vario (cappi di piena) e le incertezze nella misura dell'altezza idrica sono anch'esse trascurate.

Sulla base di queste considerazioni si sono condotte alcune analisi in riferimento alla sezione strumentata di Cremona, quantificando in circa 5-8% del valore di Q , l'incertezza associata, nel 90% dei casi, all'adozione di una scala di deflusso stimata mediante il metodo vincolato, ossia fittando una serie di osservazioni di portate e corrispondenti livelli idrometrici, più una coppia $h_{max}-Q_{max}$ stimata mediante modellistica monodimensionale e rappresentativa dell'officiosità idrica della sezione fluviale. Lo studio ha altresì messo in evidenza come tale incertezza possa essere notevolmente maggiore nel caso in cui la scala di deflusso sia stimata fittando solo osservazioni nel range delle portate misurabili (v. approccio tradizionale). Tale relazione può essere caratterizzata da una significativa distorsione (v. anche Di Baldassarre e Claps, 2011), destinata ad essere tanto maggiore quanto più ridotto è il range delle portate osservate ed utilizzate per la costruzione della scala di deflusso stessa.

Lo studio ha infine messo in evidenza l'importanza di tale incertezza nelle applicazioni pratiche, valutandone ad esempio la propagazione nella calibrazione dei modelli numerici quasi-2D. Una limitata affidabilità delle scale di deflusso, e pertanto degli idrogrammi di piena da esse derivati, può portare all'adozione di coefficienti di scabrezza particolarmente differenti rispetto a quelli suggeriti in letteratura per gli alvei naturali. In questo contesto, studi recenti hanno sottolineato come il coefficiente di scabrezza non debba essere considerato come una grandezza fisicamente basata, rappresentativa delle perdite energetiche distribuite, ma piuttosto di un vero e proprio parametro statistico, in grado di compensare per gli errori di accuratezza nella descrizione geometrica del fiume o per le altre semplificazioni introdotte nelle applicazioni pratiche (Horritt e Bates, 2002, Pappenberger et al., 2005; Di Baldassarre et al., 2010). Lo studio condotto ha messo in evidenza come l'incertezza delle scale di deflusso possa, da sola, essere responsabile per l'adozione di coefficienti di calibrazione di Manning molto diversi rispetto a quelli attesi sulla base delle caratteristiche naturali del corso d'acqua.

Pur non potendo dedurre conclusioni di carattere generale dall'analisi condotta, rappresentando infatti una prima indagine condotta su uno specifico caso studio, essa ha comunque permesso la messa a punto e la valutazione di una metodologia valida, e facilmente applicabile in altri contesti, per la quantificazione dell'incertezza globale associata alla scala di deflusso di una specifica sezione strumentata. Infine, appare ancora significativo sottolineare come la procedura numerica sopra presentata si presti ad essere applicata anche nel caso della disponibilità di serie di livelli-portate realmente osservate in corrispondenza di una sezione fluviale di riferimento, evitando di dover ricorrere alla modellistica numerica per la riproduzione di campagne sintetiche di misura.

PARTE II-

*INCERTEZZA NELLA REDAZIONE
DI MAPPE PROBABILISTICHE DI ALLAGAMENTO
IN AREE PROTETTE DA ARGINATURE*

1 INTRODUZIONE

Nella presente parte dell'attività di ricerca verranno presentate le analisi condotte per la mappatura della pericolosità idraulica lungo un tratto fluviale arginato, valutando i possibili effetti dei fattori di incertezza insiti nella definizione delle condizioni al contorno.

Lo strumento adottato per l'analisi è il modello IHAM- *Inundation Hazard Assessment Model* (Vorogushyn, 2008 e Vorogushyn et al., 2010) rappresentante lo stato dell'arte in merito alla valutazione della pericolosità idraulica lungo i fiumi arginati. Le sue caratteristiche principali verranno ampiamente descritte nel Capitolo-II 2 e nell'Appendice A, mentre nei Capitoli-II 3 e 4 verranno descritte le procedure per la sua implementazione ad un caso studio e verranno discusse le principali risultanze.

1.1 Incertezza nella valutazione del rischio idraulico

Molti studi hanno recentemente messo in evidenza come la valutazione della pericolosità e del rischio idraulico sia affetta da numerosi elementi di incertezza che ne influenzano l'affidabilità (v. ad es., Merz e Thieken, 2005; Apel et al., 2004 e 2008; Hall e Solomatine, 2008; van der Most e Wehrung, 2005). Su questo tema la comunità scientifica sembra concordare sul fatto che una corretta analisi del rischio idraulico debba fornire un'indicazione dell'incertezza delle stime ad essa associate: una strategia di gestione ottimale del rischio idraulico può essere adottata solo nel caso in cui tutte le principali fonti di incertezza siano prese adeguatamente in considerazione (USACE, 1992).

La valutazione della pericolosità idraulica di una specifica area (intesa come probabilità di accadimento di eventi alluvionali associati a specifici valori di indici di intensità) e del rischio idraulico (inteso come stima del danno economico atteso a seguito di tali eventi) sono basate su numerose assunzioni. Di conseguenza, un'analisi completa dei termini di incertezza e del relativo impatto, diventa un elemento conoscitivo particolarmente importante in grado di portare a stime sempre più affidabili.

Dato che la quantificazione del rischio idraulico si basa solitamente sulla valutazione degli effetti associati ad eventi di estrema intensità, di solito superiori a quelli osservati, la validazione delle analisi condotte appare difficile, se non impossibile. L'analisi globale dell'incertezza appare pertanto un'alternativa alla normale validazione. A tal proposito, Apel et al. (2008) sottolineano come la quantificazione dell'incertezza globale e la valutazione dell'effetto dei vari termini di incertezza aiuti a giudicare l'affidabilità e l'attendibilità delle valutazioni condotte in materia di rischio idraulico. Inoltre, l'identificazione e la quantificazione degli effetti delle diverse fonti di incertezza possono

fornire elementi conoscitivi utili per la pianificazione delle future attività di ricerca o di raccolta dati, in modo da diminuire l'incertezza delle stime.

In quest'ambito, la comunità scientifica è solita distinguere fra due tipologie di incertezza: (i) incertezza naturale ed (ii) incertezza epistemica.

L'incertezza naturale, in altri casi identificata come incertezza di tipo A, incertezza aleatoria o incertezza oggettiva, rappresenta l'incertezza dovuta alla variabilità ed alla stocasticità degli eventi modellati. L'incertezza epistemica, definita anche incertezza di tipo B, lack-of-knowledge uncertainty, ignoranza o incertezza soggettiva, è associata all'abilità dell'operatore nel comprendere, misurare e descrivere il sistema oggetto di studio (v. ad es., Merz e Thieken, 2005; Morgan and Henrion, 1990; van Asselt e Rotmans, 2002, Apel et al., 2004, 2008; Hall e Solomatine, 2008).

L'incertezza aleatoria tiene conto del fatto che si opera con grandezze per loro natura variabili nello spazio, nel tempo, o che si differenziano tra diverse popolazioni od individui: la precipitazione complessiva annuale, la composizione granulometrica di un sedimento o la temperatura media in un dato periodo sono solo alcuni generici esempi di grandezze non prevedibili in maniera esatta. L'aleatorietà di queste grandezze, e pertanto l'incertezza naturale che ne deriva, non può essere ridotta, e viene solitamente considerata nelle applicazioni pratiche facendo ricorso a modelli probabilistici. Al contrario, l'incertezza epistemica è legata alla limitata capacità di comprendere e riprodurre i fenomeni studiati e può essere ridotta mediante un miglioramento delle informazioni a disposizione, della metodologia applicata o degli strumenti impiegati. Le semplificazioni introdotte nei modelli utilizzati per la simulazione di alcuni fenomeni naturali, il ridotto numero di osservazioni di una data grandezza o gli errori commessi durante le misurazioni in campo sono solo alcuni esempi di fonti di incertezza soggettiva (epistemica), che possono essere ridotte colmando le lacune che le hanno generate. A tal proposito si è soliti dire che l'incertezza naturale è una proprietà del sistema, mentre l'incertezza epistemica è una proprietà dell'analista (Moore e Brewer, 1972).

Molti autori in letteratura riconoscono la necessità di distinguere e trattare separatamente i due termini di incertezza (v. ad es., Hoffman e Hammonds, 1994; Cullen e Frey, 1999; Hall, 2003; Merz e Thieken, 2005) al fine di avere una migliore comprensione dei rispettivi effetti, così da indirizzare nel modo più opportuno le future attività di ricerca. In altri casi invece (v. ad es. Kanning e van Gelder, 2006), tutti i termini di incertezza sono considerati nella loro complessità ricorrendo ad un approccio di tipo Bayesiano.

Tuttavia, data la limitata conoscenza del fenomeno studiato, l'identificazione dei termini di incertezza e la distinzione tra incertezza naturale od epistemica non appare sempre del tutto chiara. In letteratura sono numerosi gli esempi di studi in cui, in funzione delle varie finalità e dell'ambito di applicazione, vengono elencate le principali sorgenti di incertezza che caratterizzano la valutazione del rischio idraulico (Apel et al., 2004, 2008; Merz e Thieken, 2005; Hall e Solomatine, 2008; van der Most e Wehrung, 2005).

La Tabella-II 1.1 ne rappresenta una sintesi, elencando i principali termini di incertezza in generale identificabili nelle applicazioni finalizzate alla valutazione del rischio alluvionale. La successione logica dei moduli riportati in Tabella-II 1.1 riproduce gli elementi costituenti la cosiddetta “catena del rischio” (Apel et al., 2004), procedendo dalla stima dell’evento ad associato tempo di ritorno alla valutazione delle conseguenze in termini di indici di rischio. Le rimanenti due colonne (colonna centrale e destra della tabella) elencano le principali sorgenti di incertezza, distinguendole tra aleatorie ed epistemiche. Le voci evidenziate in Tabella-II 1.1 (tratto in neretto e corsivo) rappresentano i termini di incertezza che verranno considerati nella presente trattazione.

Preme a questo punto sottolineare che le analisi di seguito riportate faranno riferimento alla redazione di mappe di pericolosità idraulica, trascurando allo stato attuale la valutazione del danno economico conseguente ad eventuali fenomeni di allagamento. L’analisi del rischio, ovvero dei danni economici attesi a seguito degli eventi alluvionali, sarà l’oggetto di future attività di ricerca.

Seguendo quanto riportato in Tabella-II 1.1, l’analisi prende solitamente avvio dalla definizione degli scenari idrologici associabili ad uno specifico tempo di ritorno ed utilizzati come sollecitazione idraulica del corso d’acqua di interesse (“analisi idrologica”, fase (1) in Tabella-II 1.1). La stima del cosiddetto scenario di progetto (o evento di riferimento) consiste tipicamente in una procedura di inferenza statistica, tramite la quale una distribuzione di probabilità fittata sulla serie storica di portate osservate viene utilizzata per stimare eventi ad assegnata probabilità di accadimento (Stedinger et al., 1992). Tale procedimento è affetto da numerose incertezze, tra le quali le più rilevanti sono: incertezza nella scelta dell’appropriata distribuzione di probabilità, imprecisioni nella stima dei parametri della distribuzione stessa, incertezza nelle misure di portata e nell’assunzione delle ipotesi di omogeneità e stazionarietà della serie storica (v. ad es., Laio et al., 2009; Di Baldassarre et al., 2011b; Di Baldassarre e Montanari, 2009; Mitosek et al., 2006; Griffis e Stedinger, 2007; Merz e Thielen, 2005; v. Tabella-II 1.1).

Inoltre, data la natura non stazionaria dei fenomeni di piena, la mappatura della pericolosità idraulica esige di solito il ricorso ad una modellistica numerico-idraulica di moto vario, richiedendo di associare alla stimata portata di picco un andamento delle portate nel tempo (idrogramma di piena). Ne consegue che la corretta definizione degli scenari di piena costituenti le sollecitazioni idrologiche agenti sull’area di studio costituisce un passaggio fondamentale per la successiva validità ed attendibilità dei risultati. La scelta tra le diverse metodologie messe a disposizione dalla letteratura scientifica per la definizione di tali scenari (stima della portata di picco, definizione del volume di piena, identificazione della forma dell’idrogramma di piena, ecc.) rappresenta un ulteriore fattore di incertezza.

Tabella-II 1.1 - Sorgenti di incertezza nel processo di quantificazione del rischio idraulico, separate secondo la distinzione tra incertezza aleatoria o epistemica; in evidenza (tratto corsivo nero) i termini di incertezza presi in esame nelle successive indagini.

Modulo	Variabile aleatoria (incertezza naturale)	Ridotta conoscenza (incertezza epistemica)
(1) Analisi idrologica	<ul style="list-style-type: none"> - portata massima annua; - <i>variabilità dell'idrogramma di piena;</i> - non stazionarietà; 	<ul style="list-style-type: none"> - errori di misura delle portate storiche; - limitata estensione della serie storica; - <i>inferenza statistica;</i> - stima dei parametri; - stima della portata di picco; - <i>forma dell'idrogramma di piena;</i>
(2) Scale di deflusso	<ul style="list-style-type: none"> - variazione della geometria nel tempo; - legame di moto vario; 	<ul style="list-style-type: none"> - <i>errore nella stima della portata;</i> - definizione legame analitico; - <i>criterio di costruzione della scala di deflusso;</i> - <i>errore di interpolazione/estrapolazione;</i>
(3) Modellazione idraulica	<ul style="list-style-type: none"> - cambiamento della geometria fluviale; 	<ul style="list-style-type: none"> - errore nella scelta modellistica; - semplificazione numerica del modello; - errore di calibrazione;
(4) Cedimento arginale	<ul style="list-style-type: none"> - variazione geometrica spaziale; - <i>variazione litologica spaziale;</i> 	<ul style="list-style-type: none"> - errore nella rilevazione geometrica; - <i>incertezza nella conoscenza dei parametri geotecnici (permeabilità, qualità superficiale, etc);</i> - semplificazione delle dinamiche di cedimento; - <i>dimensione e tempi di sviluppo della breccia;</i>
(5) Dinamiche di allagamento	<ul style="list-style-type: none"> - dinamiche di evoluzione della breccia e propagazione fronte liquido; - variazione dell'uso del suolo; 	<ul style="list-style-type: none"> - errore nella scelta modellistica; - semplificazione numerica del modello; - approssimazione altimetria delle aree allagabili; - errore di calibrazione (ove sia possibile);
(6) Stima del danno	<ul style="list-style-type: none"> - uso degli edifici e valore economico; - danni intangibili; - sviluppo aree allagabili; - dinamiche di allagamento; 	<ul style="list-style-type: none"> - criteri di valutazione dei valori economici; - criterio per la stima del danno; - stima dei parametri dei modelli di danno;

Nella Parte-II della presente tesi si è valutato il possibile effetto dell'incertezza nelle condizioni al contorno sulla valutazione della pericolosità idraulica, considerando in particolare l'incertezza nella definizione delle sollecitazioni idrologiche (fase (1)) e delle scale di deflusso (fase (2) in Tabella-II 1.1). Con riferimento a quest'ultimo aspetto, le risultanze emerse dalla Parte-I del lavoro saranno utilizzate per riprodurre l'incertezza nella definizione delle condizioni di deflusso del Fiume Po alla sezione di Cremona.

1.2 Pericolosità idraulica in presenza di arginature

Nell'ambito delle applicazioni finalizzate alla mappatura della pericolosità idraulica il caso rappresentato dalla valutazione delle probabilità di allagamento nelle aree protette da rilevati arginali risulta un aspetto di particolare interesse, sia dal punto di vista tecnico-scientifico che socio-economico. In particolare, tale aspetto ha ricevuto nuovo slancio in seguito all'emanazione della Direttiva Europea 2007/60/CE (*Flood Directive*), secondo la quale le autorità competenti dei vari Paesi Membri sono chiamati alla redazione di piani di gestione del rischio idraulico lungo i principali corsi d'acqua, valutando anche la componente di rischio residuale connessa al possibile cedimento dei rilevati arginali o all'accadimento di eventi di piena di magnitudo superiore a quelli adottati per il loro dimensionamento.

I primi approcci proposti in letteratura per la valutazione della pericolosità idraulica nelle aree esterne alle arginature erano basati sull'identificazione di scenari di cedimento arginale, la cui dimensione e posizione è definita, dove possibile, rifacendosi alle informazioni storiche eventualmente disponibili (v. ad es., Alkema and Middelkoop, 2005; Aureli and Mignosa, 2004). Tale procedura, pur essendo in grado di rappresentare le dinamiche di allagamento conseguenti alle breccie ipotizzate nei vari scenari, non permette la valutazione della relativa probabilità di accadimento, informazione necessaria alla stima della pericolosità e del rischio. Essa presenta infatti il limite di riferirsi solo a scenari di rottura storici che non esauriscono chiaramente il novero dei possibili punti di rottura arginale e delle possibili modalità di cedimento del rilevato, ma rappresentano solo un campione di dimensione molto modesta delle possibili realizzazioni del fenomeno.

Di Baldassarre et al. (2009b) ad esempio, hanno predisposto una mappatura della pericolosità idraulica lungo un tratto arginato del Fiume Reno mediante la riproduzione di numerosi scenari di cedimento arginale, le cui caratteristiche (posizione, dimensione ultima della breccia e tempo di formazione) vengono definite in maniera casuale ed uniforme in un range di valori stimato sulla base delle osservazioni storiche. I possibili scenari vengono quindi considerati in una procedura di simulazioni Monte Carlo, mediante l'implementazione di un modello numerico-idraulico monodimensionale (1D). La simulazione delle dinamiche di allagamento nelle aree esterne alle arginature è stata infine attuata ricorrendo ad un modello puramente bidimensionale (2D). L'accoppiamento *off-line* dei due moduli idraulici, (1D e 2D), per la simulazione delle esondazioni e delle dinamiche di allagamento preclude tuttavia la possibilità di indagare l'effetto di una breccia sulle dinamiche del corso d'acqua nei tratti posti a valle della stessa, trascurando il beneficio evidentemente atteso nei tratti arginati successivi.

Solo di recente, Sayers et al. (2002) hanno introdotto nell'ambito dell'idraulica, ed in particolare, dello studio delle probabilità di cedimento delle arginature, il concetto di curve di fragilità, introdotto per la prima volta da USACE (1996) nello studio della stabilità di

strutture esposte a sisma. L'aspetto innovativo consiste nel fatto che, applicate alla struttura arginale, la curva di fragilità è in grado di fornire la probabilità di cedimento dell'argine se sottoposto ad una specifica condizione di sollecitazione idraulica (v. Sezione-II 2.2).

Hall (2003) e Hall et al. (2005) applicarono per la prima volta le curve di fragilità per la valutazione della probabilità di rottura arginale come conseguenza del sormonto della sommità arginale da parte delle portate di piena (rottura per "*overtopping*"). Il concetto delle curve di fragilità è stato in seguito esteso al calcolo delle condizioni di stabilità dei muri laterali, allo studio dei fenomeni di sifonamento in ambito fluviale (Dawson et al., 2005) e per i casi di erosione di dune sabbiose ed in ghiaia in ambito marittimo (Dawson and Hall, 2006). Apel et al. (2004 e 2006) hanno infine ulteriormente sviluppato tale processo di valutazione, definendo delle curve di fragilità più sofisticate per la valutazione della stabilità arginale in caso di sormonto, individuando le condizioni limiti di stabilità dell'argine in funzione di due variabili di sollecitazione: durata ed altezza del sormonto.

Vorogushyn et al. (2009) hanno recentemente proposto una revisione delle principali dinamiche di rottura individuabili nella realtà, proponendo una formulazione relativa alle dinamiche di crollo identificate come "micro-instabilità", riferendosi ovvero alla condizione di crollo dell'arginatura a seguito dell'infiltrazione delle acque di piena nel corpo arginale, fino alla venuta a giorno delle acque di piena attraverso il paramento lato campagna.

FLOODsite Report T04_06_01 (Allsop, Kortenhaus e Mark Morris, 2007) fornisce una raccolta globale di tutte le modalità di cedimento, e delle relative curve di fragilità, per numerose strutture difensive poste a tutela degli allagamenti (ad es. argini in terra, muri laterali, rivestimenti in massi, etc.).

Nel presente lavoro l'analisi della pericolosità idraulica in aree protette da arginature è stata condotta facendo riferimento al modello IHAM (v. Capitolo-II 2), proposto da Vorogushyn (2008) e Vorogushyn et al. (2010), dove la valutazione della stabilità arginale viene condotta con riferimento a diversi meccanismi di cedimento.

2 MODELLO IHAM

Il modello IHAM (*Inundation Hazard Assessment Model*, Vorogushyn, 2008; Vorogushyn et al., 2010), messo a punto presso il Dipartimento di Idraulica del GFZ (Deutsches GeoForschungsZentrum, Potsdam), è uno strumento software in grado di valutare la pericolosità idraulica nelle aree protette da arginature per eventi di piena ad associato tempo di ritorno. A differenza dei precedenti approcci condotti in tal senso (v. ad es., Hall et al., 2005; Dawson et al., 2005), il modello proposto permette la valutazione, lungo l'intero corso d'acqua e per l'intera durata dell'evento di piena, delle condizioni di stabilità delle arginature, confrontando in maniera dinamica le caratteristiche di resistenza di queste con le sollecitazioni indotte dalla piena nei vari istanti temporali dell'evento. Mediante il ricorso alle curve di fragilità (v. Sezione-II 1.2, appendice A), il modello valuta la probabilità di cedimento dell'arginatura, consentendo il contemporaneo verificarsi di più rotte arginali lungo l'asta fluviale.

In Figura-II 2.1 è rappresentata in forma schematica la struttura del modello IHAM, il cui nucleo centrale di calcolo è rappresentato da tre moduli distinti:

- i) Modello monodimensionale (1D) di moto vario per la simulazione della propagazione dell'onda di piena lungo il corso d'acqua;
- ii) Modello probabilistico per la formazione delle brecce arginali;
- iii) Modello bidimensionale a celle (2D *raster-based*) per la simulazione delle dinamiche di allagamento nel caso di crollo arginale.

Durante l'intera durata della simulazione i tre moduli vengono implementati in parallelo, garantendo in tal modo lo scambio delle variabili idrodinamiche ad ogni *step* temporale. Tale procedimento, se da un lato aumenta i tempi di calcolo, dall'altro fornisce il vantaggio di poter riprodurre l'interazione tra l'evento di piena (e le sollecitazioni idrauliche ad esso associate, come ad es. tiranti, velocità, ecc.) ed il sistema arginale, valutandone ad ogni istante la condizione di stabilità. In caso di cedimento di quest'ultimo, l'accoppiamento con il modulo bidimensionale (2D *raster-based*) permette la simulazione delle dinamiche di allagamento nelle aree esterne al corpo fluviale. La simulazione in continuo dei moduli 1D e 2D, in particolare, permette la valutazione dell'interazione tra eventuali brecce occorse nel tratto più sommitale del corso d'acqua con le condizioni di criticità dei tratti vallivi, valutando il benefico effetto di laminazione atteso nelle zone vallive in caso di esondazioni nei tratti di monte.

Di seguito si fornisce una breve descrizione della struttura del modello IHAM, rimandando invece a Vorogushyn (2008), Vorogushyn et al. (2010) e all'Appendice A per maggiori approfondimenti.

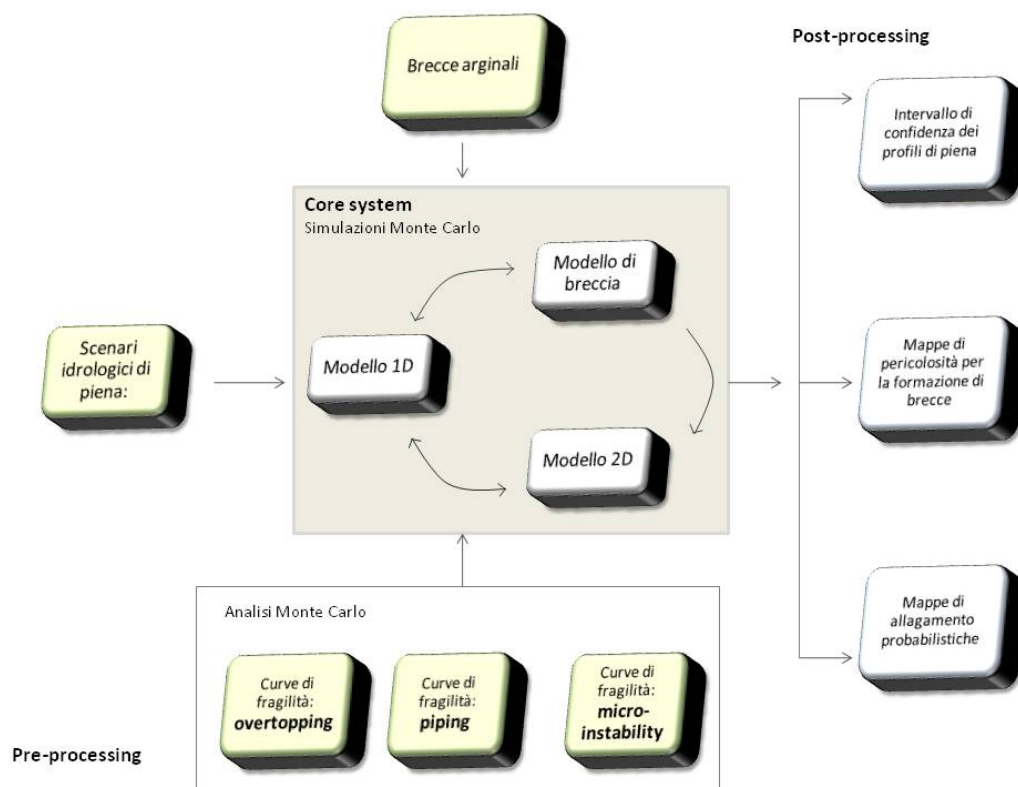


Figura-II 2.1 - Rappresentazione schematica della struttura del modello IHAM.

2.1 Modello monodimensionale (1D)

La simulazione della propagazione dell'evento di piena lungo il corso d'acqua è attuata mediante un modello monodimensionale che risolve il sistema di equazioni di Saint Venant in condizioni di moto vario, risolte mediante uno schema di calcolo implicito a quattro nodi. Nello specifico, il modello EPDRiv1h (U.S. Army Corps Of Engineering (USACE), 1995; Wilson Engineering, 2003) è stato accoppiato con il modello di cedimento arginale ed un modello 2D per la simulazione dei possibili effetti di uno specifico evento di piena. L'applicazione del modello 1D richiede ovviamente la disponibilità di adeguate condizioni iniziali e al contorno, oltre che le informazioni topografiche del corso d'acqua.

Nel caso del modello EPDRiv1h la condizione al contorno di monte deve essere fornita in termini di idrogramma di piena, mentre la condizione di valle deve essere posta sottoforma di scala di deflusso. Le condizioni iniziali sono rappresentate dalle condizioni di

moto permanente in alveo al momento dell'arrivo della perturbazione di piena, mentre gli eventuali affluenti sono rappresentati come immissioni laterali puntuali.

2.2 Probabilità di cedimento arginale

Il modulo relativo alla formazione di brecce arginali (v. Figura-II 2.1) costituisce un modello probabilistico che simula il cedimento arginale lungo l'intero corso d'acqua. Durante la simulazione dell'evento di piena esso simula l'eventuale formazione e sviluppo dei cedimenti arginali che si attivino per (i) sormonto (*overtopping*), (ii) sifonamento (*piping*) o (iii) per infiltrazione attraverso il corpo arginale (*micro-instability*).

La probabilità di crollo di un tratto arginale per ognuno dei meccanismi sopra riportati viene valutata, durante la simulazione, mediante il ricorso alle curve di fragilità (v. ad es. USACE, 1996; Sayers et al., 2002), le quali forniscono una stima della probabilità di cedimento dell'argine se sottoposto alle sollecitazioni idrauliche riprodotte dal modello 1D allo stesso istante temporale.

Le curve di fragilità sono costruite applicando la condizione di “stato limite”, o “funzione di resistenza limite”, equazione (2.1), che mette in relazione la sollecitazione, L , e la resistenza, R , di una generica struttura in una determinata condizione di esercizio:

$$Z = R - L \quad 2.1$$

Con riferimento alla (2.1), se R , rappresentante l'insieme delle forze resistenti, è minore di L , risultante delle sollecitazioni di carico gravanti sul rilevato arginale, si ottiene $Z < 0$ che identifica la condizione di cedimento dell'arginatura.

Per costruire la curva di fragilità, ciascuna delle n variabili di carico ($L = f(l_1, l_2, \dots, l_n)$) che si ritiene in grado di influenzare la stabilità della struttura arginale viene discretizzata in un range di possibili valori. Ogni possibile combinazione di carico, rappresentata pertanto da una tupla di n variabili, rappresenta un punto nello spazio n -dimensionale in cui è definita la curva di fragilità. Considerato un generico punto in tale spazio, la probabilità di cedimento viene valutata mediante l'applicazione della (2.2). Considerata la variabilità naturale (incertezza aleatoria) e l'assenza di informazioni di dettaglio (incertezza epistemica) in merito ai parametri r_1, r_2, \dots, r_m da cui dipende la stabilità arginale, la resistenza della generica sezione arginale, R , viene definita in un processo di simulazione Monte Carlo (MC) facendo variare le grandezze incognite all'interno di opportuni range di validità.

Procedendo in questo modo, per ogni possibile sollecitazione di carico, la probabilità di cedimento viene definita dal rapporto tra il numero di casi in cui la funzione di resistenza

limite non è stata soddisfatta ed il numero complessivo di simulazioni MC eseguite (Figura-II 2.2), N_{MC} :

$$P_{crollo}^{L_n} = \frac{N(Z(r_1, r_2, \dots, r_n) < 0)}{N_{MC}} \quad 2.2$$

Ripetendo tale procedura per ogni punto dello spazio n -dimensionale si ottiene una superficie di interpolazione che fornisce la probabilità di rottura per ogni possibile condizione riscontrabile in alveo.

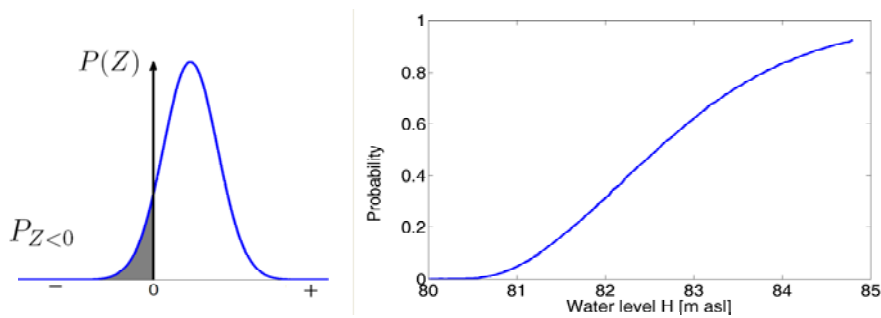


Figura-II 2.2 - Probabilità di cedimento per una specifica condizione di sollecitazione ottenuta mediante risoluzione della (2.2) in un sistema MC (a sinistra); curva di fragilità (destra): fornisce la probabilità di cedimento dell'argine in funzione dell'altezza in alveo.

Questa analisi è stata condotta per i diversi meccanismi di rottura presi in considerazione, pervenendo alla definizione delle curve di fragilità nel caso di sormonto, sifonamento e micro-instabilità. Durante la simulazione dell'evento di piena le sollecitazioni idrauliche simulate dal modello idraulico vengono intersecate con le condizioni di stabilità desunte dalle curve di fragilità.

Di seguito vengono riportate in maniera sintetica le principali considerazioni adottate per la definizione delle curve di fragilità, rimandando all'appendice A per maggiori dettagli.

2.2.1 Rottura per sormonto arginale (*overtopping*)

Il cedimento arginale per sormonto identifica la condizione in cui le acque di piena superano la quota della cresta sommitale del rilevato e fuoriescono verso il lato campagna. In funzione dell'intensità e della durata del sormonto l'azione erosiva esercitata dalle portate sormontate può portare all'asportazione di materiale alla base dell'arginatura, fino a provocarne il suo completo cedimento. Tale fenomeno sarà ovviamente tanto più veloce quanto più elevata è l'entità del sormonto e quanto più cedevole risulta essere il rivestimento arginale (normalmente costituito da un semplice inerbimento) lato campagna. Adottando l'equazione dello stato limite, equazione (2.1), la valutazione della probabilità di rottura per

sormonto viene valutata comparando le forze destabilizzanti dovute all'erosione della corrente con le azioni resistenti offerte dall'argine.

Nel caso di sormonto, la (2.1) assume la forma:

$$Z_0 = Q_a(t) - Q_{crit}(t) \quad 2.3$$

dove la forza erosiva è definita dalla portata di sormonto, Q_a , valutata secondo la formula dello stramazzo proposta da Kortenhaus e Oumeraci (2002; v. Appendice A), mentre la valutazione della resistenza è legata al valore della portata critica, Q_{crit} , che, calcolata secondo l'approccio di Vrijling e van Gelder (2000), definisce la condizione di portata oltre la quale si attiva l'erosione del paramento lato campagna del rilevato che ne provoca il cedimento.

Tali grandezze, descritte in dettaglio nell'Appendice A, sono definite in funzione delle caratteristiche geometriche della sezione arginale (pendenza dell'arginatura nei paramenti lato fiume e lato campagna, larghezza della sommità arginale; si veda per maggiori dettagli Kortenhaus e Oumeraci, 2002; Apel et al. 2009; Vorogushyn, 2008) e della qualità della copertura erbosa dell'argine (Hewlett et al., 1987).

Discretizzando il dominio delle variabili indipendenti rappresentate dall'entità del sormonto arginale e dalla sua durata temporale, la probabilità di cedimento associata ad una specifica condizioni di sollecitazione è definita ricorrendo ad un insieme di simulazioni Monte Carlo e valutando il numero di casi in cui la (2.3) assume valori minori di zero.

2.2.2 Rottura per sifonamento (*piping*)

Il crollo per sifonamento di un argine avviene come conseguenza dei fenomeni di infiltrazione ed erosione esercitati dalla corrente fluviale al di sotto del rilevato. Rifacendosi ad esempio alla sezione di un rilevato arginale riconducibile alla Figura-II 2.3, per effetto dell'incremento della pressione dell'acqua nel terreno di fondazione si possono instaurare moti di infiltrazione delle acque di piena attraverso strati a maggiore permeabilità, eventualmente presenti al di sotto del piano di posa del rilevato. La differenza di pressione tra il lato fiume ed il lato campagna può risultare in grado di vincere la resistenza offerta dal peso dello strato di terreno oltre l'argine, portando alla rottura del terreno stesso e alla risalita in superficie delle acque (così detti "fontanazzi", v. Figura-II 2.3).

Nella fase successiva (Figura-II 2.4), il fenomeno di sifonamento si sviluppa ulteriormente e si innescano fenomeni di erosione che, estendendosi verso il lato fluviale, possono portare alla formazione di veri e propri canali di deflusso in grado di provocare il collasso del rilevato.

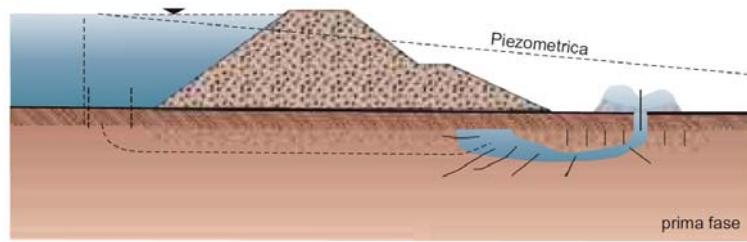


Figura-II 2.3 - Infiltrazione al di sotto del piede arginale con erosione ed asportazione di materiale.

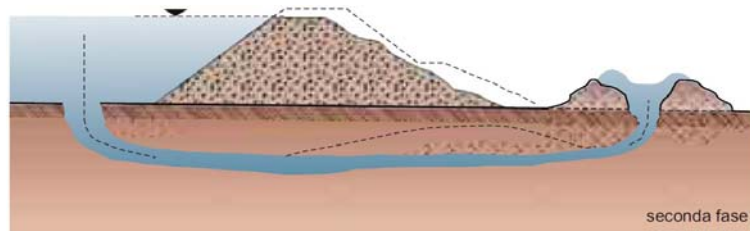


Figura-II 2.4 - Progressione dei fenomeni erosivi verso il lato fluviale; creazione di un vero proprio canale con conseguente collasso della struttura difensiva.

Seguendo tali considerazioni, la valutazione della probabilità di rottura per sifonamento delle arginature è stata condotta considerando i vari processi che ne regolano l'evoluzione.

Facendo riferimento ad una generica sezione arginale schematizzata come da Figura-II 2.5, si è valutato il fenomeno di infiltrazione attraverso gli strati a maggior permeabilità presenti al di sotto del piano di fondazione, studiandone l'evoluzione fino al raggiungimento del piede arginale lato campagna, dove vengono valutate le condizioni per le quali si può verificare la rottura del terreno di posa. Nel caso quest'ultima si verifichi, il conseguente aumento delle velocità di infiltrazione facilita l'erosione e l'asportazione di materiale solido, accentuando i fenomeni di infiltrazione.

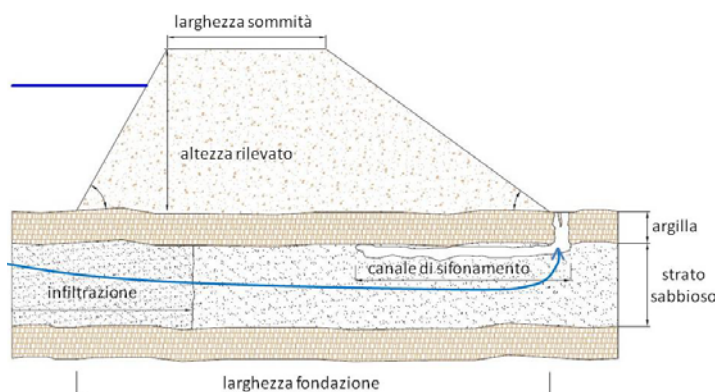


Figura-II 2.5 - Rappresentazione schematica del meccanismo di cedimento arginale per sifonamento (Vorogushyn et al. 2009).

Indagini condotte su tale fenomeno (Sellemejer, 1988) hanno messo in evidenza la presenza di un valore critico, esprimibile in termini di differenza di carico tra lato fiume e lato campagna, superato il quale si attivano fenomeni erosivi che estendono ed allargano il canale di infiltrazione fino ad arrivare al crollo del rilevato.

La valutazione della probabilità di cedimento per sifonamento può pertanto essere vista come la probabilità che si verifichino contemporaneamente quattro diverse condizioni, ognuna delle quali rappresentabile mediante altrettante equazioni di stato limite e curve di fragilità (v. appendice A):

- infiltrazione al di sotto del corpo arginale fino al raggiungimento del piede lato campagna ($P(\text{seepage})$);
- rottura dello strato superficiale e attivazione del sifonamento ($P(r|\text{seepage})$);
- raggiungimento della differenza di carico critica e conseguente attivazione dei fenomeni di retro-erosione verso il lato fiume ($P(H_{crit})$);
- raggiungimento della lunghezza critica e conseguente collasso della struttura ($P(\text{piping})$).

Considerando separatamente ognuno dei diversi fenomeni sopra elencati si è proceduto alla determinazione delle funzioni di resistenza limite ricorrendo ad un sistema di simulazioni Monte Carlo, facendo variare i parametri che, o per la loro naturale variabilità, o per l'assenza di adeguate osservazioni, non sono definibili in maniera deterministica. Ricorrendo infine alla teoria della probabilità per eventi dipendenti, la probabilità di cedimento per sifonamento, $P(pfailure)$, può essere definita come:

$$P(pfailure) = P(\text{piping}) \cdot P(H_{crit}) \cdot P(r|\text{seepage}) \cdot P(\text{seepage})$$

2.2.3 Rottura per infiltrazione e micro-instabilità

La rottura arginale per *micro-instability* si riferisce alla condizione di instabilità venutasi a creare in seguito all'infiltrazione delle acque nel corpo arginale, fino al raggiungimento del paramento lato campagna del rilevato. In queste condizioni, nel caso in cui le pressioni dell'acqua superino la resistenza per attrito e per coesione offerta del materiale costituente il corpo arginale, le particelle solide vengono erose ed asportate dai moti di filtrazione, facilitando ulteriormente il deflusso delle acque infiltrate. Affinché si verifichi il crollo del rilevato è pertanto necessario che la linea di infiltrazione intercetti il paramento lato campagna del rilevato e si inneschino fenomeni erosivi del materiale, portando ad un ulteriore incremento dei fenomeni di infiltrazione.

Con riferimento allo schema riportato in Figura-A 3.2 l'altezza del punto di venuta a giorno della linea di infiltrazione determina la quota in corrispondenza della quale avviene l'erosione ed il crollo della sponda. Nel caso in cui l'altezza del movimento franoso arrivi ad

interessare la cresta sommitale del rilevato si ritiene che il crollo leda la stabilità globale dello stesso, portando al cedimento dell'intera struttura arginale.

Come nel caso precedente, anche per questa modalità di cedimento la probabilità di crollo per infiltrazione e micro-instabilità, $P(mi-failure)$, può essere valutata come il prodotto tra le probabilità di due fenomeni correlati:

$$P(mi-failure) = P(seepage) \cdot P(mi|seepage)$$

dove $P(seepage)$ rappresenta la probabilità di venuta a giorno della superficie libera di infiltrazione in corrispondenza del paramento lato campagna del rilevato arginale, mentre $P(mi|seepage)$ indica la probabilità che i fenomeni di crollo e di instabilità riscontrabili a seguito della venuta a giorno, lato campagna, della linea di infiltrazione arrivino ad interessare la sommità arginale.

Come nei casi precedenti, si rimanda all'Appendice A per i dettagli sulle procedure di calcolo adottate.

2.3 Dimensioni e sviluppo della breccia

Lo sviluppo nel tempo delle brecce arginali è un fenomeno non lineare che può variare in maniera marcata a seconda dei casi ed in funzione di numerosi fattori (Hahn et al., 2000). L'analisi dei principali studi condotti in tal senso ha messo in evidenza ingenti variazioni nelle dinamiche di sviluppo della breccia e nella dimensione ultima raggiunta dalla stessa, rendendo le previsioni in questo contesto molto complesse e con margini di incertezza molto ampi (Wahl, 1998; Morris et al., 2009; Vorogushyn et al., 2011).

In ambito scientifico, i vari studi finalizzati alla valutazione del rischio idraulico in aree protette da arginature hanno affrontato il problema ricorrendo a diversi approcci. Tra questi, la maggior parte considera le rotture arginali sottoforma di scenari, dove la definizione della dimensione raggiunta dalla breccia viene fatta ricorrendo ad osservazioni storiche o ad assunzioni fisicamente plausibili (v. ad es., Alkema e Middelkoop, 2005; Hesselink et al., 2003; Apel et al., 2004; Di Baldassarre et al., 2009B). In altri casi sono stati proposti semplici modelli empirici che stimano la dimensione massima della breccia in funzione della dimensione dell'argine e della sollecitazione idraulica (Hall, 2003), mentre altri, ad es. Dawson et al. (2005), Dawson e Hall (2006), mettono in relazione la dimensione ultima della breccia con le proprietà coesive del materiale costituente l'arginatura.

In numerosi casi studio finalizzati alla valutazione della pericolosità idraulica a scala fluviale, l'evoluzione temporale della breccia è solitamente considerata ricorrendo ad un approccio di tipo deterministico, senza considerare la sua variabilità. In certi casi (v. ad es. Di Baldassarre et al., 2009b) la breccia è considerata istantanea, mentre altri autori

considerano tempi di formazione variabili, ad esempio, tra 1 ora e 3 ore (Apel et al., 2004; Alkema e Meddelkoop, 2005; Vorogushyn et al., 2010). Tali assunzioni si basano sull'ipotesi di indipendenza degli indici di pericolosità idraulica dal tempo di formazione della breccia. Se tale assunzione può ancora essere giustificata nei casi di singola breccia (Di Baldassarre et al., 2009b), non lo è invece sicuramente nei casi si consideri possibile la formazione di più brecce durante lo stesso corso d'acqua e per lo stesso evento di piena. Il tempo di formazione delle brecce può infatti influenzare le condizioni idrodinamiche attese nelle sezioni più a valle, interferendo in tal modo con la probabilità di ulteriori cedimenti arginali. Vorogushyn et al. (2011) hanno indagato tale aspetto, mettendo a confronto diverse dinamiche di crollo del sistema arginale, evidenziando un'influenza non trascurabile dei tempi di formazione delle brecce arginali nelle probabilità di cedimento e nella pericolosità idraulica delle aree più a valle.

Nel caso del modello IHAM, Vorogushyn (2008) e Vorogushyn et al. (2010) hanno proposto un nuovo approccio per la definizione dell'evoluzione temporale e della dimensione ultima della breccia. Per quanto riguarda quest'ultima, disponendo di osservazioni storiche relative alle dimensioni delle brecce occorse lungo uno specifico corso d'acqua è possibile definire una funzione di densità di probabilità empirica in grado di riprodurre il campione osservato (v. Sezione-II 3.3.4). L'incertezza associata all'estensione della breccia può pertanto essere presa in considerazione implementando la distribuzione fittata sui dati storici in un sistema di simulazioni Monte Carlo, dove la dimensione della breccia viene di volta in volta estratta ed associata alla relativa probabilità di accadimento.

Allo stesso modo, i tempi di formazione del generico crollo sono definiti di volta in volta mediante il campionamento casuale della distribuzione empirica valutata sulla base delle osservazioni storiche disponibili.

2.4 Modello 2D di allagamento

La propagazione del fronte di allagamento nelle aree allagabili all'esterno delle arginature è stata simulata mediante l'utilizzo di un modello diffusivo 2D raster-based (Figura-II 2.1) sviluppato da Merz (1996). Tale modello utilizza come condizioni al contorno di monte l'idrogramma di portata in uscita dalla breccia arginale e simula le dinamiche di allagamento nelle aree descritte mediante un modello digitale del terreno (DEM, *Digital Elevation Model*).

Il modello 2D utilizzato risolve l'equazione di continuità (2.4) e l'equazione della quantità di moto (2.5) discretizzate come segue sulle celle dell'area di interesse:

$$\frac{dh^{i,j}}{dt} = \frac{Q_x^{i-1,j} - Q_x^{i,j} + Q_y^{i,j-1} - Q_y^{i,j}}{\Delta x \Delta y} \quad 2.4$$

dove $h^{i,j}$ [m] rappresenta la quota del pelo libero nella cella (i,j) , al tempo t [s], Q_x e Q_y [m^3s^{-1}] sono le portate in transito rispettivamente nelle direzioni x ed y , mentre Δx e Δy [m] sono le dimensioni della cella di calcolo ($\Delta x = \Delta y$).

L'equazione dei momenti discretizzata può essere espressa come:

$$Q_x^{i,j} = \frac{h_{flow}^{5/3}}{n} \left(\frac{h^{i-1,j} - h^{i,j}}{\Delta x} \right) \Delta y \quad 2.5$$

dove $Q_x^{i,j}$ e $Q_y^{i,j}$ [m^3s^{-1}] sono le portate in transito sul bordo della generica cella nelle direzioni x ed y , h_{flow} [m] rappresenta la differenza di altezza del pelo libero tra due celle adiacenti, mentre n rappresenta il coefficiente di scabrezza di Manning della cella.

Per ogni cella interessata dall'allagamento la velocità media viene calcolata in funzione delle due portate in transito nelle direzioni x ed y , secondo la seguente equazione:

$$v^{i,j} = \sqrt{\left(\frac{Q_x^{i,j}}{h_{flow,x}^{i,j} \cdot \Delta x} \right)^2 + \left(\frac{Q_y^{i,j}}{h_{flow,y}^{i,j} \cdot \Delta y} \right)^2} \quad 2.6$$

dove $v^{i,j}$ [ms^{-1}] è la velocità media nella cella i,j .

Per quanto riguarda la condizione al contorno lungo il confine del dominio di calcolo il modello utilizza la condizione di deflusso libero, secondo la quale, ad ogni istante temporale, il tirante idrico nella cella esterna al dominio è assunto uguale al tirante della cella adiacente interna al dominio stesso, riproducendo condizioni di deflusso in cui la pendenza del pelo libero è uguale alla pendenza del fondo.

2.5 Interazione tra i moduli di calcolo

Come emerge dalla Figura-II 2.1, i 3 moduli sopra descritti (modello 1D, modulo della stabilità arginale e modulo di allagamento 2D) sono accoppiati ad ogni *step* di calcolo al fine di ottenere una riproduzione dinamica dei fenomeni di allagamento. In particolare, i modelli idraulici 1D e 2D sono eseguiti utilizzando lo stesso passo temporale t , permettendo ad ogni istante di calcolo, lo scambio delle variabili idrauliche tra i vari moduli e

l'aggiornamento delle condizioni di deflusso. Il passo di calcolo t , definito dall'operatore nell'ordine di pochi secondi (ad es. 5 secondi), viene scelto sufficientemente piccolo da garantire una sufficiente accuratezza dei modelli di calcolo, realizzando un compromesso tra stabilità delle simulazioni e lunghezza dei tempi di elaborazione. Durante la simulazione, la condizione di stabilità arginale (v. Sezione-II 2.2) viene valutata in maniera dinamica, facendo riferimento ad un secondo passo temporale. Con l'obiettivo di garantire un'adequata accuratezza senza allungare in modo inaccettabile i tempi di calcolo, la probabilità di cedimento viene verificata in ogni sezione con un intervallo temporale, t_{db} , più ampio dello step di calcolo, e ad esempio pari ad $1h$.

Ad ogni istante di tempo t le sollecitazioni idrauliche prodotte dalla corrente vengono calcolate ed aggiornate in ognuna delle sezioni fluviali attraverso le quali il fiume viene schematizzato. Ad intervalli temporali di ampiezza t_{db} le condizioni di stabilità delle arginature sono valutate facendo riferimento alle curve di fragilità preventivamente calcolate per i vari meccanismi di rottura. In funzione dell'altezza dell'acqua, della durata del sormonto e della stima dell'infiltrazione, le curve di fragilità forniscono la probabilità in ogni sezione di raggiungere la condizioni limite di stabilità e quindi che in quella sezione si verifichi un cedimento. Tale probabilità viene quindi confrontata con un numero casuale generato nell'intervallo $[0,1]$. Se la probabilità di cedimento risulta maggiore viene simulata la rottura arginale ed il conseguente allagamento. L'evoluzione temporale della dimensione della breccia, nonché la sua dimensione finale vengono definite dal modello in modo stocastico, basandosi su distribuzioni di probabilità definite in base alle osservazioni storiche o su valori caratteristici suggeriti in letteratura (v. Sezione-II 3.3.4).

La portata defluente dalla breccia viene definita mediante l'equazione di deflusso sopra lo stramazzo a soglia larga, e attribuita al modello bidimensionale come condizione al contorno. Tale portata viene quindi sottratta dal modello 1D sottoforma di deflusso laterale, mentre, ad ogni istante temporale t , il confronto tra il livello idrico in alveo ed il tirante di allagamento nelle celle prospicienti la breccia consente l'aggiornamento delle portate defluenti dalla stessa o l'eventuale valutazione di condizioni di rigurgito.

Per ogni breccia, l'interfaccia tra il modello mono- e bidi-mensionale viene definita, ad ogni istante di calcolo, come funzione dell'attuale dimensione della breccia e dell'estensione della generica cella rappresentativa dell'area di applicazione del modello *raster based*. Il numero di celle (N_c) interessate dalla breccia all'istante di tempo t viene definito secondo le seguenti relazioni:

$$N_c = \begin{cases} 1 & \text{se } B_w(t) < \Delta x \\ \text{int}(B_w(t)/\Delta x) & \text{se } B_w(t) \geq \Delta x \text{ e } \text{mod}(B_w(t), \Delta x) < \Delta x/2 \\ \text{int}(B_w(t)/\Delta x) + 1 & \text{se } B_w(t) \geq \Delta x \text{ e } \text{mod}(B_w(t), \Delta x) \geq \Delta x/2 \end{cases} \quad 2.7$$

dove $B_w(t)$ indica la larghezza della breccia [m] al tempo t .

3 CASO STUDIO: FIUME PO NEL TRATTO PIACENZA-CREMONA

3.1 L'incertezza nel modello IHAM

Il modello Inundation Hazard Assessment Model (IHAM, Vorogushyn et. al, 2010; Capitolo-II 2) permette la redazione di mappe di pericolosità idraulica nelle aree protette da rilevati arginali, valutando la probabilità di allagamento a seguito di un cedimento del sistema difensivo.

Come evidenziato in precedenza (v. Sezione-II 2.1) la mappatura della pericolosità idraulica, specie in presenza di arginature, è caratterizzata da numerosi elementi di incertezza, solitamente riconducibili alle due diverse tipologie di incertezza: naturale ed epistemica, rappresentanti rispettivamente la variabilità naturale intrinseca agli eventi trattati (ad es. intensità dell'evento, tipologia dell'idrogramma di piena, ecc.) e la limitata conoscenza e capacità di rappresentazione dei fenomeni che la modellistica intende riprodurre (ad es. propagazione dell'onda di piena, interazione tra corrente e rilevato arginale, tempo di evoluzione della breccia, ecc.). Mentre l'incertezza naturale è intrinseca agli eventi e non può essere ridotta, l'incertezza epistemica può essere valutata e quantificata, associando alle analisi di pericolosità una stima della loro attendibilità ed un range di incertezza.

Il presente capitolo riporta le risultanze emerse dall'applicazione del modello IHAM ad un tratto di particolare interesse del Fiume Po, compreso tra le città di Piacenza e Cremona. Nel valutare la pericolosità idraulica nei territori prospicienti il corso d'acqua, l'applicazione del modello è stata condotta con la finalità di investigare l'influenza di alcuni tra i più rilevanti fattori di incertezza che caratterizzano l'intera procedura di valutazione. La Figura-II 3.1 riporta in maniera schematica la sequenza delle analisi condotte, mettendo in evidenza le fonti di incertezza considerate durante l'applicazione del modello IHAM.

L'analisi dei fattori di incertezza naturale ed epistemica evidenziati in Tabella-II 1.1 viene effettuata facendo ricorso a due cicli di simulazione Monte Carlo innestati a diversi livelli. In particolare, il modello IHAM adotta un primo ciclo di simulazioni Monte Carlo per la definizione delle curve di fragilità, dove le incertezze naturali ed epistemiche non sono trascurabili. Tra queste, ad esempio, la limitata conoscenza del materiale impiegato per la costruzione del rilevato arginale e la sua naturale variabilità limitano la possibilità di adottare parametri geotecnici definiti in maniera deterministica, consigliando l'adozione di un approccio stocastico. In aggiunta, la limitata conoscenza dei fenomeni di infiltrazione ed il conseguente ricorso ad approcci semplificati per la descrizione delle dinamiche di cedimento introducono ulteriori elementi di incertezza (incertezza epistemica) che rendono

difficile uno studio di tipo deterministico delle condizioni di stabilità delle arginature. Queste fonti di incertezza vengono considerate mediante un primo sistema di simulazioni Monte Carlo (“1° Monte Carlo” in Figura-II 3.1), dove la definizione delle curve di fragilità per le varie modalità di cedimento sono calcolate in modalità *out-line*, ovvero prima della simulazione degli scenari di piena lungo il corso d’acqua (v. Capitolo-II 0).

Il secondo livello di simulazioni Monte Carlo (“2° Monte Carlo” in Figura-II 3.1) interessa invece tutti i moduli che costituiscono il nucleo del modello IHAM (v. Figura-II 2.1): simulazione monodimensionale dell’evento di piena lungo il corso d’acqua, analisi della stabilità arginale e, in caso di brecce, simulazione 2D delle dinamiche di allagamento. Questo secondo set di simulazioni permette pertanto la valutazione dell’incertezza associata alle condizioni al contorno utilizzate dal modello, ed in particolare l’incertezza nella definizione della sollecitazione idraulica e delle condizioni idrauliche di deflusso.

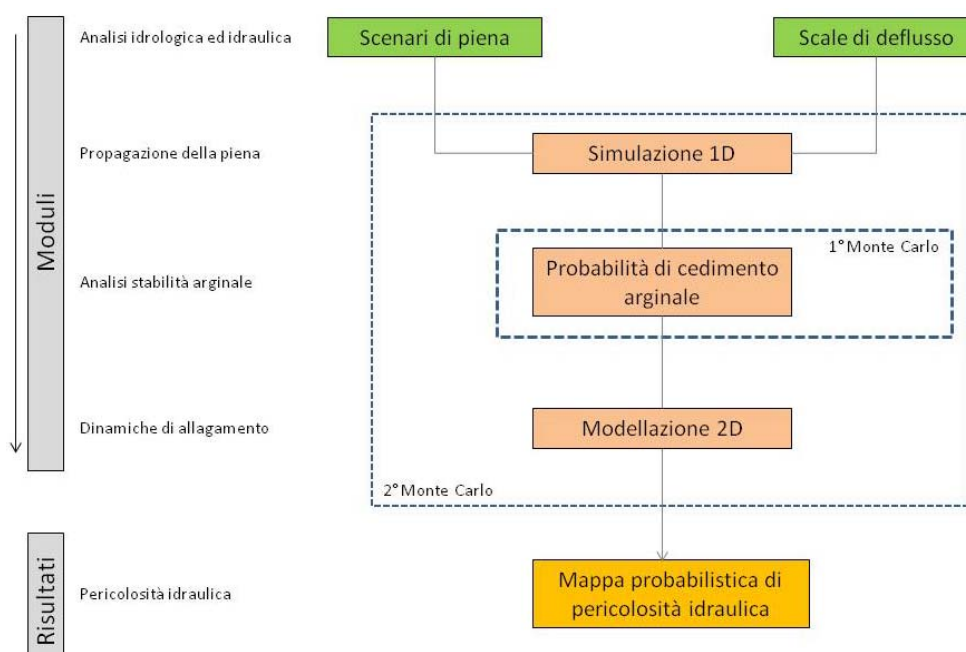


Figura-II 3.1 - Schema adottato per la valutazione della pericolosità idraulica in condizioni di incertezza.

Nel caso in esame, la variabilità naturale degli idrogrammi di piena e l’incertezza connessa alle procedure adottate per la loro stima, nonché l’errore nella costruzione delle scale di deflusso utilizzate come condizioni al contorno vengono considerate dal ciclo di simulazioni Monte Carlo del secondo ordine.

Riassumendo, la Parte-II del presente documento riporta le analisi condotte per la redazione di mappe probabilistiche di pericolosità idraulica per un tratto del Fiume Po, investigando l’effetto di tre sorgenti di incertezza:

- (i) incertezza nella definizione delle condizioni al contorno di monte (v. Sezione-II 3.5);
- (ii) incertezza nella definizione delle scale di deflusso adottate come condizioni al contorno di valle;
- (iii) incertezza nella stima della probabilità di cedimento del sistema arginale (v. Sezione-II 3.3).

3.2 Area di studio

L'analisi è stata condotta, come già indicato, con riferimento ad un tratto dell'asta medio-inferiore del Fiume Po, dell'estensione di circa 50km, che va dalla città di Piacenza alla città di Cremona (Figura-II 3.2). Il corso d'acqua in questo tratto è caratterizzato da un alveo inciso di larghezza variabile tra i 200 e i 500m, mentre le aree golenali (di estensione in certi casi notevole, fino a ~2km) appaiono per la maggior parte non protette da argini golenali.

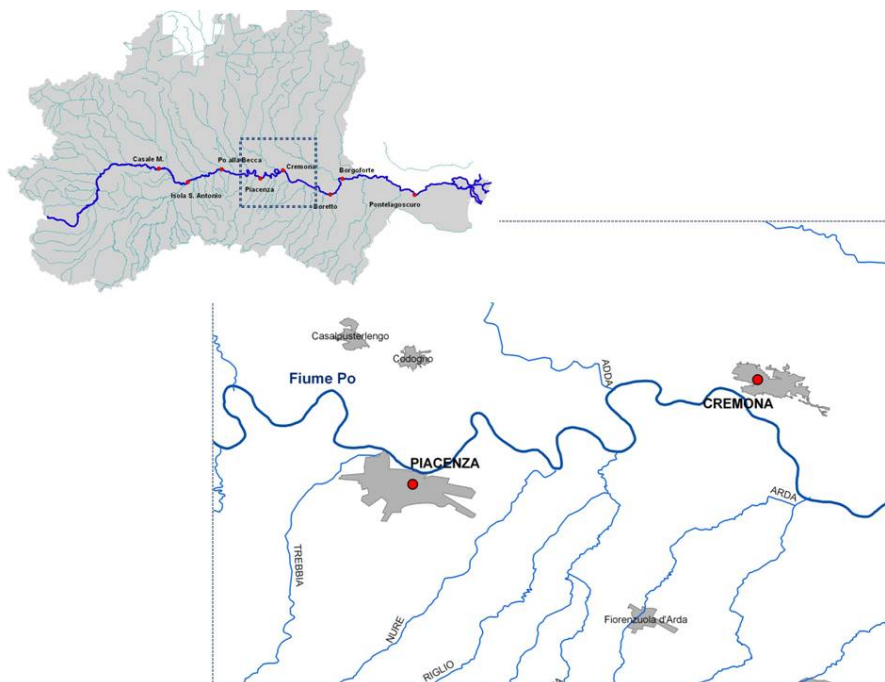


Figura-II 3.2 - Area studio: tratto di Fiume Po (50km) compreso tra Piacenza e Cremona.

In tale tratto il Fiume Po può essere classificato come unicursale a meandri; tale aspetto, unitamente alla modesta presenza di argini golenali che interferiscono con il deflusso delle portate di piena (golene difese), rende applicabile una modellazione puramente

monodimensionale per la propagazione dell'evento di piena lungo il corso d'acqua (v. Sezione-I 0, Sezione-II 3.4).

La scelta di quest'area studio è stata dettata dalla notevole mole di informazioni a disposizione per questo tratto fluviale. Oltre alle numerose conoscenze relative all'evento storico osservato nell'Ottobre 2000 (ad es. tracce di piena, livelli idrometrici ed idrogrammi di piena), il tratto arginale tra Piacenza e Cremona è stato oggetto di indagini conoscitive (a conoscenza dell'autore le sole ad oggi disponibili lungo l'asta di Po; v. AdB-Po-ST1_22, 2004; AdB-Po-ST1_12; 2001; v. Sezione-II 3.3) che hanno permesso una migliore conoscenza delle caratteristiche geotecniche dei rilevati arginali nel tratto di interesse.

La scelta della sezione strumentata di Cremona quale sezione di valle è stata dettata anche dalle conoscenze acquisite dalle analisi esposte nella Parte I della presente tesi. Il modello IHAM adotta come condizione di valle il legame esistente tra tiranti e portate di deflusso (rating-curve), pertanto le indagini condotte sull'incertezza delle scale di deflusso verranno utilizzate nella presente analisi al fine di investigare l'effetto dell'incertezza di tali relazioni sulla probabilità di cedimento arginale e sulla mappatura della pericolosità idraulica (punto (ii) Sezione-II 3.1).

3.3 Analisi della stabilità arginale

A seguito del gravoso evento di piena occorso nell'Ottobre 2000 l'Autorità di Bacino del Fiume Po (AdB-Po) ha intrapreso un'estesa attività di indagine lungo l'asta principale del Fiume Po e lungo i suoi principali affluenti. In particolare, Coratza (2005) ha redatto l'aggiornamento del catasto delle arginature maestre di Po, fornendo una completa ed accurata mappatura degli elementi fondamentali, quali: posizione planimetrica degli argini maestri e degli argini golenali, ubicazione delle sezioni Brioschi e delle sezioni intermedie, evidenziando la posizione dei vari affluenti. Inoltre, sono stati individuati tutti gli elementi caratterizzanti il funzionamento e la stabilità del sistema arginale: diaframmi (in calcestruzzo armato, plastici, in palancole), rivestimenti di scarpate arginali, adeguamenti in quota con muri in c.a. a tenuta idraulica, chiaviche e manufatti, nonché l'identificazione e la classificazione di tutti i fontanazzi manifestatisi nel corso delle piene del 2000 e 1994.

Tali analisi sono state integrate con le informazioni altimetriche di dettaglio fornite dal modello digitale delle quote del terreno (Digital Terrain Model, DTM) a passo 2m dell'asta di Po tra la confluenza Ticino e l'incile del Po di Goro, di cui l'AdB-Po si è dotata a partire dall'anno 2005 (v. anche Sezione-I 0). La Figura-II 3.3 riporta un estratto delle informazioni plano-altimetriche desumibili dagli studi sopra citati, mettendo in risalto come esse rendano possibile ottenere una dettagliata conoscenza topografica dell'asta fluviale.

Prendendo come area sperimentale un tratto dell'arginatura maestra posta in sinistra idraulica nei pressi di Caselle Landi (provincia di Lodi, in prossimità della Sezione di

riferimento S22, v. Figura-II 3.4), l'AdB-Po ha eseguito delle indagini conoscitive in situ finalizzate allo studio delle caratteristiche litologiche dei terreni golenali e delle arginature, svolgendo inoltre delle indagini geoelettriche e sismiche per la valutazione stratigrafica dei suoli (AdB-Po-Geovit, ST1_22, 2004; AdB-Po-Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica del Politecnico di Torino, ST1_12, 2001).

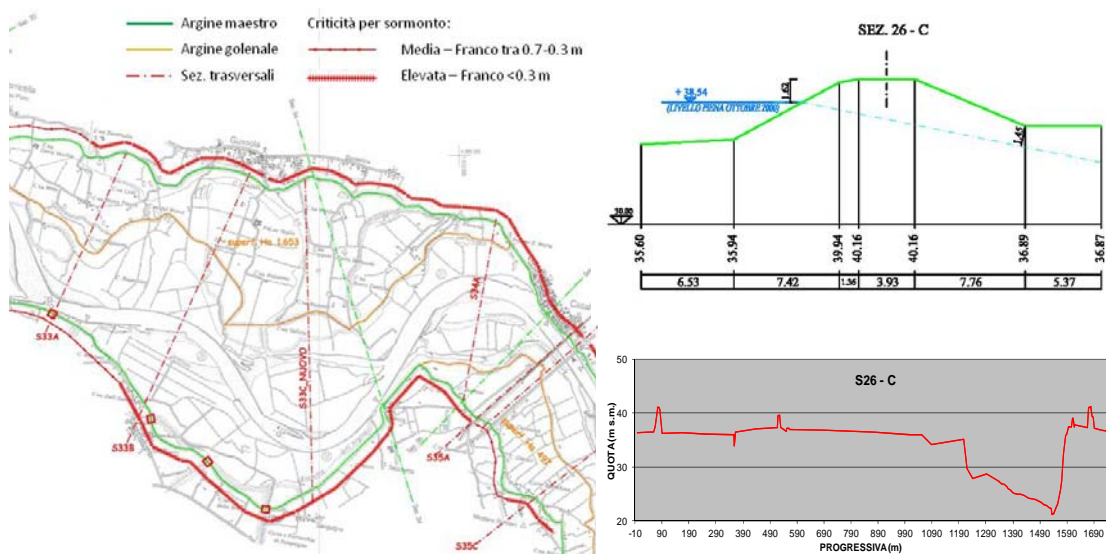


Figura-II 3.3 - Informazioni topografiche disponibili lungo l'asta principale del Fiume Po. Sinistra: rilievo planimetrico delle arginature con indicazioni delle criticità per sormonto, sifonamento e sfiancamento (Coratza, 2005); destra: rilievo delle arginature ed esempio di sezione estratte da DEM (AdBPo, 2005).

Con riferimento alle informazioni disponibili si è quindi proceduto al calcolo delle curve di fragilità lungo il tratto di interesse facendo riferimento ai diversi meccanismi di cedimento considerati (v. Sezione-II 2.2).

La Figura-II 3.4 riporta le tracce delle sezioni di riferimento per il tratto di interesse in corrispondenza delle quali sono desumibili, dagli studi sopra citati, le informazioni topografiche necessarie per la definizione delle curve di fragilità del sistema arginale:

- quota di sommità del rilevato [m slm]
- larghezza sommitale del rilevato [m]
- altezza del rilevato dal piano campagna [m]
- quota piano campagna [m slm]
- quota golena [m slm]
- inclinazione paramento lato campagna [-]
- inclinazione paramento lato fiume [-]

Tuttavia, data la distanza in certi casi non trascurabile esistente tra i punti d'intersezione di due consecutive sezioni AIPO con il rilevato arginale (anche di 2-3km), al fine di attuare una valutazione più dettagliata dell'andamento geometrico ed altimetrico delle arginature si è ritenuto necessario ricorrere ad una descrizione più accurata del rilevato, procedendo alla sua discretizzazione mediante nodi equidistanti, posti tra loro ad una distanza di circa 1000m (punti verdi e rossi in Figura-II 3.4). Per tali nodi, la quota della sommità arginale è stata estratta facendo ricorso al modello digitale del terreno ad elevata risoluzione (DEM LiDAR, AdBPo, 2005), mentre le altre caratteristiche geometriche della sagoma arginale sono state definite attuando un'interpolazione lineare tra i punti noti.

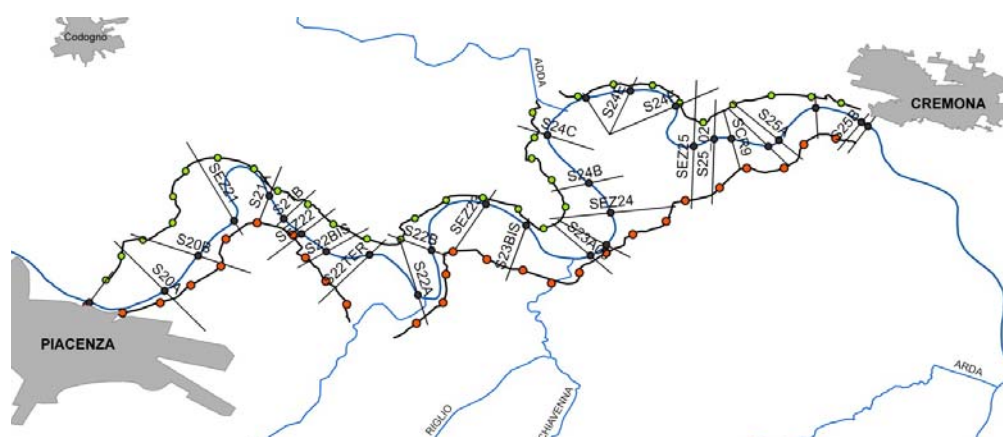


Figura-II 3.4 - Discretizzazione delle arginature maestre: intersezione tra asse fluviale e sezioni di riferimento AIPO (punti grigi); discretizzazione delle arginature maestre in destra e sinistra idraulica (rispettivamente punti rossi e verdi).

Ad ognuno dei nodi identificati (punti rossi e verdi in Figura-II 3.4) è stato infine associato un numero progressivo, identificativo della sezione fluviale di riferimento (punti grigi in Figura-II 3.4), al fine di ottenere una diretta corrispondenza tra nodi arginali e sezioni fluviali. Tale corrispondenza, identificata analizzando le distanze spaziali tra i nodi fluviali ed i nodi arginali, permette lo scambio di dati tra il modello 1D ed il modulo di valutazione della stabilità arginale. Ad ogni *step* computazionale, le sollecitazioni idrauliche calcolate dal modello monodimensionale nelle sezioni fluviali vengono trasferite al modulo di stabilità per la valutazione delle probabilità di cedimento dei vari nodi. Tale modo di procedere garantisce la miglior corrispondenza tra le effettive sollecitazioni idrauliche in alveo e la sezione arginale interessate dalle stesse, valutando le sollecitazioni gravanti in ogni punto arginale in funzione delle informazioni idrauliche disponibili nel nodo idraulicamente più vicino.

Mentre le caratteristiche topografiche dei rilevati arginali lungo il tratto di studio sono facilmente ricavabili dalle informazioni disponibili, le conoscenze in merito ai parametri geotecnici dei materiali costituenti il corpo arginale e gli strati di fondazioni sono scarse. In

particolare, la variabilità spaziale dei terreni di fondazione e la variabilità litologica dei materiali utilizzati nelle varie fasi di costruzione ed adeguamento del sistema arginale nell'arco di numerosi decenni, rendono discutibile, se non impossibile, l'adozione di un approccio deterministico nella definizione dei parametri geotecnici (incertezza naturale). Per tale ragione, nel modello IHAM la definizione di questi parametri viene effettuata facendo ricorso ad un approccio stocastico, mediante il quale il valore attribuito ad un generico parametro viene estratto da una distribuzione di probabilità definita sulla base delle informazioni reperibili in letteratura, opportunamente verificate ed integrate, qualora possibile, dalle informazioni rese disponibili da indagini di campo. L'esperienza riportata in ambito scientifico e le risultanze emerse dalle indagini condotte in prossimità dell'area di interesse (AdB-Po-ST1_22, 2004; AdB-Po-ST1_12, 2001) hanno permesso l'identificazione delle grandezze medie e degli intervalli fisicamente basati entro i quali le distribuzioni di probabilità sono state definite. La Tabella-II 3.1 riassume le indicazioni estratte dalla letteratura ed i valori attribuiti ai vari parametri secondo l'approccio stocastico sopra descritto.

Tabella-II 3.1 - Parametri definiti in modo stocastico nelle simulazioni Monte Carlo per la definizione delle curve di fragilità: valore medio, deviazione standard, range di validità, distribuzione di probabilità (norm.=normale; log-n.=log-normale), referenze.
I valori osservati (oss.) sono usati, dove possibile, per definire il valore medio ed il range di validità (v. anche Appendice A).

<i>Descrizione</i>	<i>Variabile</i>	<i>Unità di misura</i>	<i>Media (μ)</i>	<i>Dev. St. (σ)</i>	<i>Range</i>	<i>PDF</i>	<i>Reference</i>
pendenza lato fiume	n	[-]	1 : 1.75 (<i>oss.</i>)	0.05(μ)		norm.	Vrijiling e van Gelder (2000)
pendenza lato campagna	m	[-]	1 : 2.3 (<i>oss.</i>)	0.05(μ)		norm.	Vrijiling e van Gelder (2000)
qualità manto erboso	f_g	[-]	1	0.1	0.5 - 1.5	norm.	Apel et al. (2006)
curvatura sommità arginale	R_c	[-]	5	0	-	-	Vrijiling e van Gelder (2000)
scabrezza paramento lato campagna	k	[m]	0.015	0.025(μ)	0.0003 - 244	log-normale	Vrijiling e van Gelder (2000)
spessore strato argilloso	d	[m]	1	0.3(μ)	0 - 3	log-normale	Vrijiling e van Gelder (2000)
spessore strato sabbioso	D_s	[m]	5	0.1(μ)	0 - 15	log-normale	Vrijiling e van Gelder (2000)
peso specifico argilla	γ_k	[kNm ⁻³]	19 (<i>oss.</i>)	0.05	17 - 21	norm.	Kortenhaus e Oumeraci (2002), Gocht (2002)
peso specifico sabbia	γ_p	[kNm ⁻³]	18	1.0	13 - 21	norm.	Kortenhaus e Oumeraci (2002), Gocht (2002)
angolo attrito interno	ϑ	[deg]	30 (<i>oss.</i>)	0.3	20.8 - 37.5	log-normale	Vrijiling e van Gelder (2000)
White coeff.	η	[-]	0.25	0.15(μ)	-	-	Vrijiling e van Gelder (2000)
conducibilità idraulica materiale di fondazione	K_f	[m s ⁻¹]	3·10 ⁻⁵ (<i>oss.</i>)	25(μ)	3·10 ⁻⁶ - 3·10 ⁻⁴	log-normale	Berry e Reid (1987), USACE (1999)
conducibilità idraulica corpo arginale	K_f	[m s ⁻¹]	1·10 ⁻⁶ (<i>oss.</i>)	25(μ)	1·10 ⁻⁷ - 1·10 ⁻⁴	log-normale	USACE (1999)
diametro materiale	d_{70}	[m]	0.0004 (<i>oss.</i>)	0.15(μ)	6·10 ⁻⁵ - 8·10 ⁻⁴	log-normale	Vrijiling e van Gelder (2000)
porosità non satura	n_a	[-]	0.188 (<i>oss.</i>)	0.15(μ)	0.095 - 0.288	norm.	Kanowski (1977)

3.3.1 Curve di fragilità per sormonto

La funzione di resistenza definita in caso di sormonto (equazione (2.3)) è stata risolta in un sistema di simulazioni Monte Carlo, dove i parametri richiesti dal calcolo, se non realmente osservati, sono stati definiti in maniera casuale mediante le distribuzioni di probabilità definite come da Tabella-II 3.1.

Per ogni nodo individuato lungo il sistema arginale la probabilità di cedimento è ottenuta discretizzando lo spazio delle variabili indipendenti di sollecitazione: altezza del sormonto (h_e) e durata del sormonto (t_e). Per ogni combinazione (h_e, t_e) sono state valutate 10^5 combinazioni casuali delle grandezze variabili, ottenendo il valore della probabilità di cedimento in ogni punto in cui lo spazio delle sollecitazioni è stato suddiviso mediante l'equazione (2.2).

La Figura-II 3.5 riporta un esempio di superficie di fragilità per una sezione arginale dove, in funzione delle condizioni idrauliche rappresentate dall'altezza e durata del sormonto, la curva fornisce la probabilità P ([0-1]) di cedimento.

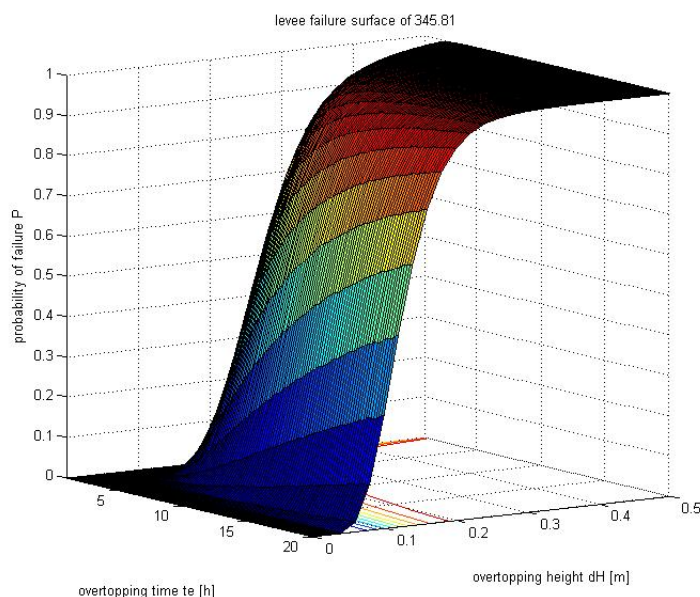


Figura-II 3.5 - Superficie di fragilità al sormonto per una generica sezione arginale lungo il tratto di studio.

3.3.2 Curve di fragilità per sifonamento

Seguendo l'approccio esposto alla sezione 2.2.2, la definizione delle curve di fragilità per sifonamento passa attraverso la risoluzione della funzione della resistenza limite ai fenomeni di infiltrazione sotto il corpo arginale, rottura, sifonamento e crollo della struttura. Nella Tabella-II 3.1 vengono riportati i parametri che, in assenza indagini puntuali in ogni sezione di interesse, sono considerati variabili nello spazio (v. Appendice A).

Infiltrazione al di sotto del corpo arginale

La probabilità di infiltrazione al di sotto del corpo arginale è stata calcolata considerando la condizione di livello variabile in alveo, ovvero discretizzando in tre intervalli il tirante idrico presente sul paramento del corpo arginale: da 0 a $1/3 h_0$, da $1/3 h_0$ a $2/3 h_0$, da $2/3 h_0$ a h_0 (v. Figura-II 2.5). Per considerare la variazione temporale del battente idrico, la curva di fragilità è stata calcolata come funzione di tre variabili ($(D(0-1/3h_0), D(1/3h_0-2/3h_0), D(2/3h_0-h_0))$), dove la durata, D , di permanenza del battente idraulico in ognuno dei tre intervalli è fatta variare tra 0 e 10 giorni, con passo temporale di 1 giorno. Proiettando i risultati sullo spazio ($(D(0-1/3h_0), D(1/3h_0-2/3h_0), P)$) otteniamo la probabilità di infiltrazione sotto il corpo arginale al variare della durata di permanenza del battente idrico nell'intervallo $2/3h_0-h_0$.

La Figura-II 3.6 riporta l'esempio di due curve di fragilità per una generica sezione arginale nel caso di $D(2/3h_0-h_0)=1$ giorno e $D(2/3h_0-h_0)=9$ giorni.

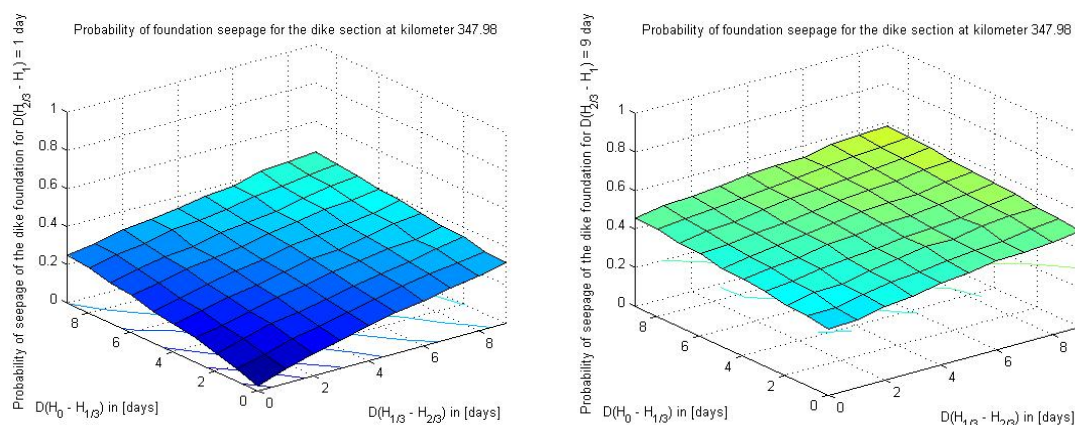


Figura-II 3.6 - Curve di fragilità per l'infiltrazione attraverso la fondazione di una generica sezione fluviale al variare della durata di permanenza del tirante idrico nei tre intervalli $0-1/3h_0$, $1/3h_0-2/3h_0$, $2/3h_0-h_0$: pannello di sinistra $D(2/3h_0-h_0)=1$ giorno, pannello di destra $D(2/3h_0-h_0)=9$ giorni.

Vorogushyn et al. (2010) hanno condotto un'analisi di sensitività su alcune delle grandezze definite mediante l'approccio stocastico, mettendo in evidenza una forte dipendenza delle risultanze dal valore assunto dal parametro K_f , rappresentativo della permeabilità del terreno di fondazione. Nel caso in esame, confrontando le limitate informazioni granulometriche disponibili in merito al terreno di fondazione nell'area di interesse con le indicazioni fornite in letteratura, si è adottato un valore medio di K_f pari a $3 \cdot 10^{-5} [\text{ms}^{-1}]$, variabile, secondo una distribuzione log-normale (v. Tabella-II 3.1), in un range di estensione pari ad un ordine di grandezza rispetto al valor medio (Berry e Reid; 1987; USACE, 1999).

Le risultanze dell'analisi di sensitività mettono pertanto in evidenza come, tra i parametri che regolano le dinamiche di infiltrazione attraverso lo strato di fondazione di un

corpo arginale, il termine di permeabilità del materiale costituisce l'elemento fondamentale. Tale indicazione costituisce un elemento conoscitivo che dovrebbe essere tenuto in considerazione in fase di pianificazione delle indagini conoscitive da condurre lungo un generico sistema arginale.

Probabilità di rottura

A seguito dell'infiltrazione delle acque di piena attraverso l'intera larghezza dell'arginatura, con riferimento alla struttura di Figura-II 2.5 e Figura-A 2.1, la probabilità di rottura dello strato argilloso al piede dell'argine è definita in funzione del carico idraulico, h , del peso specifico dello terreno argilloso, γ_k , e dello spessore del materiale argilloso, d . Per quanto riguarda γ_k , le risultanze emerse dalle indagini sperimentali disponibili appaiono in accordo con le indicazioni fornite da Vrijling e van Gelder (2000), Kortenhaus e Oumeraci (2002), suggerendo l'adozione di un valore medio pari a 19 kNm^{-3} , variabile secondo una distribuzione normale tra 17 e 21 kNm^{-3} (v. Tabella-II 3.1).

Per quanto riguarda lo spessore dello strato argilloso, d , le informazioni puntuali disponibili non appaiono applicabili a scala globale a tutte le sezioni arginali di interesse. Per tale ragione, in accordo con Vrijling e van Gelder (2000), la grandezza d è fatta variare secondo una distribuzione log-normale nel range di valori $0\text{-}3\text{m}$ (v. Tabella-II 3.1).

La Figura-II 3.7 riporta, a scopo esemplificativo per il tratto arginale in corrispondenza del km 347.98, la probabilità della venuta a giorno dell'acqua d'infiltrazione che, attraversata la larghezza del rilevato arginale, ha raggiunto il piede lato campagna. Il range dei possibili tiranti idrici in alveo è stato discretizzato con intervalli pari a 5 cm ; per ognuno di questi valori, la probabilità di rottura fornita dalla curva di fragilità è stata stimata mediante la simulazione di 10^5 simulazioni Monte Carlo per tenere in considerazione l'incertezza associata ai parametri d e γ_k .

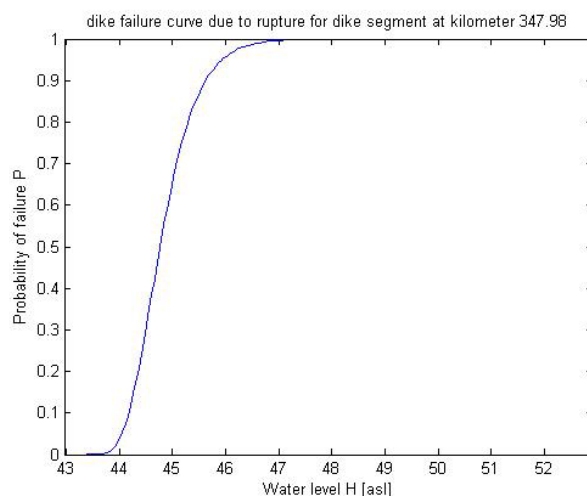


Figura-II 3.7 - Esempio di curva di fragilità relativa alla rottura dello strato argilloso ad opera delle acque d'infiltrazione al di sotto della fondazione del rilevato.

L'analisi di sensitività condotta in merito ai due parametri ha evidenziato che la probabilità di rottura è più fortemente influenzata dalla definizione dello spessore d del materiale da attraversare, rispetto al suo peso specifico.

Sifonamento

A seguito della rottura dello strato di terreno superficiale al piede dell'argine, lato campagna, si possono attivare fenomeni di erosione del materiale di fondazione che accentuano il moto filtrante. La probabilità che tale fenomeno avvenga è legata, secondo l'approccio di Weijers e Sellmeijer (1993), al raggiungimento in alveo di un carico idraulico superiore ad un valore critico, H_{crit} , superato il quale la condizione di equilibrio viene superata e si attivano i fenomeni di erosione regressiva verso il lato fluviale.

Come nei casi precedenti, discretizzando lo spazio delle sollecitazioni di carico rappresentate dal tirante in alveo, l'applicazione dell'equazione (2.2) ha reso possibile associare ad ogni valore di h la probabilità di sifonamento. La Figura-II 3.8 riporta, a titolo esemplificativo, il risultato ottenuto per una sezione tipo tra quelle studiate.

La variabilità stocastica delle grandezze non osservate è stata, anche in questo caso, rappresentata ricorrendo a 10^5 simulazioni Monte Carlo, nelle quali, i valori assunti dai parametri D_s , γ_k , θ , γ_p e d_{70} , sono stati definiti secondo le indicazioni riportate in Tabella-II 3.1.

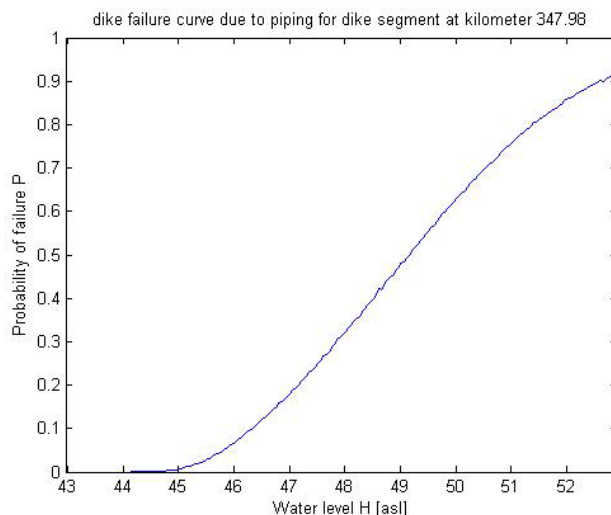


Figura-II 3.8 - Probabilità di sifonamento in funzione del livello idrico in alveo.

Infine, si ritiene utile sottolineare come, a seguito delle analisi di sensitività condotte, Vorogushyn et al. (2010) hanno evidenziato una predominante sensitività della curva di fragilità rispetto ai parametri γ_k e d_{70} , mostrando al contrario una ridotta sensitività rispetto alle altre grandezze.

Probabilità di crollo per sifonamento

Una volta raggiunta l'altezza critica, H_{crit} , l'erosione progredisce sotto il corpo arginale verso il lato fluviale, creando una via privilegiata di deflusso che attraversa l'intero rilevato. La condizione di rottura avviene, nella schematizzazione adottata, nel momento in cui il fronte di avanzamento dell'erosione raggiunge l'estremità lato fiume del rilevato. La curva di fragilità in questo caso, per ogni valore temporale compreso tra 0 e 400 ore, valuta la probabilità del raggiungimento della condizione critica, variando le grandezze stocastiche in un sistema Monte Carlo costituito da 10^5 simulazioni (v. Figura-II 3.9).

In merito a tale curva di fragilità, l'analisi di sensitività ha messo in evidenza un'elevata dipendenza dei valori di probabilità dal valore assunto dal parametro v_{pd} , velocità di evoluzione del canale di sifonamento. Allo stato attuale, le uniche osservazioni sperimentali sono fornite da Weijers e Sellmemeijer (1993), che attribuiscono a v_{pd} un valore pari a $0.158 \text{ [m giorni}^{-1}\text{]}$.

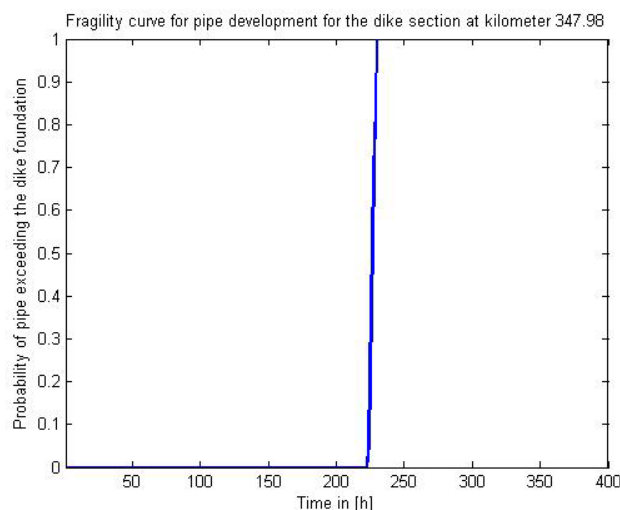


Figura-II 3.9 - Probabilità di evoluzione del canale di erosione lungo l'intero spessore del corpo arginale.

L'elevata sensitività della curva di fragilità a tale grandezza dimostrata da Vorogushyn et al. (2010), nonché l'assenza di adeguate evidenze sperimentali in grado di fornire indicazioni in merito al possibile range di valori che v_{pd} può assumere, rendono tale parametro un elemento critico nella definizione della probabilità di collasso per sifonamento. Allo stesso tempo, indagini sperimentali che siano mirate alla definizione di possibili range di v_{pd} al variare del materiale di fondazione costituiscono un interessante campo di ricerca che porterebbe ad una forte riduzione delle incertezze ad oggi presenti nella valutazione di questi fenomeni.

3.3.3 Curve di fragilità per micro-instabilità

Con riferimento al fenomeno descritto alla sezione 2.2.3, la valutazione della probabilità di rottura per micro-instabilità viene ricondotta all'applicazione delle curve di fragilità facenti riferimento a due fenomeni: probabilità di infiltrazione attraverso il corpo arginale, $P(\text{seepage})$, e probabilità di collasso del rilevato stesso, $P(mi|\text{seepage})$.

Probabilità di infiltrazione nel corpo arginale

Oltre alle grandezze geometriche, definite sulla base delle numerose informazioni topografiche a disposizione, le dinamiche di infiltrazione attraverso il corpo arginale sono funzione delle condizioni di permeabilità e porosità del materiale.

Tra questi parametri, la grandezza di maggior importanza è rappresentata dal coefficiente di permeabilità, K_f , al quale, sulla base delle indagini disponibili ed in accordo con le indicazioni fornite in letteratura (v. Tabella-II 3.1), è stato attribuito valore medio μ pari a $1 \cdot 10^{-6}$ [m s^{-1}], varianza $\sigma = 25(\mu)$, e variabilità secondo una distribuzione log-normale nel range di valori $1 \cdot 10^{-7}$ - $1 \cdot 10^{-4}$ [m s^{-1}] (USACE, 1999). Per quel che riguarda la porosità non satura, n_a (v. Tabella-II 3.1), le informazioni disponibili, seppur limitate, appaiono in accordo con le indicazioni suggerite da Kanowski (1977), suggerendo l'adozione di un valore medio pari a 0.188.

Applicando le considerazioni descritte alla Sezione-II 2.2.3 (v. anche Appendice A) in un sistema di $2 \cdot 10^5$ simulazioni Monte Carlo, si è definita la superficie di fragilità relativa al processo di infiltrazione attraverso il corpo arginale per ogni sezione di discretizzazione del sistema arginale. Come fatto in precedenza lo spazio temporale delle condizioni di carico, $(D(0-1/3h_0), D(1/3h_0-2/3h_0), D(2/3h_0-h_0))$, è stato discretizzato adottando step giornalieri compresi tra 0-14 giorni. La Figura-II 3.10 (pannello di sinistra) riporta un esempio di proiezione nello spazio $(D(0-1/3h_0), D(1/3h_0-2/3h_0), P)$, riportando nel caso specifico la curva di fragilità associata ad una durata del tirante nell'intervallo $(2/3h_0-h_0)$ pari a 14 giorni.

Dall'analisi della superficie di fragilità riportata in Figura-II 3.10 (immagine di sinistra) appare evidente come, anche nelle condizioni peggiori, con elevati tiranti idrici persistenti in alveo per lunghi periodi, la probabilità che la linea di infiltrazione raggiunga il paramento lato campagna del rilevato si mantiene piuttosto bassa. Tale risultato, tendenzialmente in linea con le osservazioni avvenute durante gli eventi di piena del 1994 e 2000 lungo il tratto di interesse (Coratza, 2005), evidenziano una buona resistenza delle arginature. Le elevate estensioni planimetriche che caratterizzano le arginature nel tratto in esame, nonché la tipologia litologica del materiale impiegato per la loro realizzazione sembrano contrastare efficacemente i moti di infiltrazione, riducendo a valori molto bassi le probabilità di innesco di cedimenti localizzati.

Appare infine importante sottolineare che la validità delle risultanze ottenute è strettamente legata alla qualità delle informazioni disponibili sulle aree di studio. Nello

specifico, la metodologia applicata per la valutazione della probabilità di infiltrazione risulta fortemente legata al parametro di conducibilità idraulica del materiale costituente il corpo arginale (vedi Vorogushyn et al., 2010). Limitate variazioni nei valori di K_f possono comportare sensibili cambiamenti nella probabilità di infiltrazione e crollo per micro-instabilità, mentre una minore sensitività è dimostrata in relazione al parametro n_a . Ne consegue, pertanto, che è auspicabile che le future attività di indagine siano prevalentemente volte all'identificazione delle reali caratteristiche di conducibilità idraulica dei terreni costituenti il corpo arginale.

Probabilità di micro-instabilità

La probabilità di cedimento per micro-instabilità del corpo arginale è legata all'altezza raggiunta dal materiale rimosso a seguito dell'intersezione della linea di infiltrazione con il profilo del corpo arginale, h_a (v. Figura-A 3.2).

Discretizzando i possibili valori di h_a in step di 5 cm si è calcolata la probabilità di crollo dell'argine variando stocasticamente le grandezze incognite in un sistema di $2 \cdot 10^4$ simulazioni Monte Carlo. Un esempio di curva di fragilità riferita ad una generica sezione arginale è riportata in Figura-II 3.10 (pannello di destra), dove, al variare dell'altezza idrica in alveo la curva fornisce la probabilità che il crollo sia tale da compromettere la stabilità dell'arginatura.

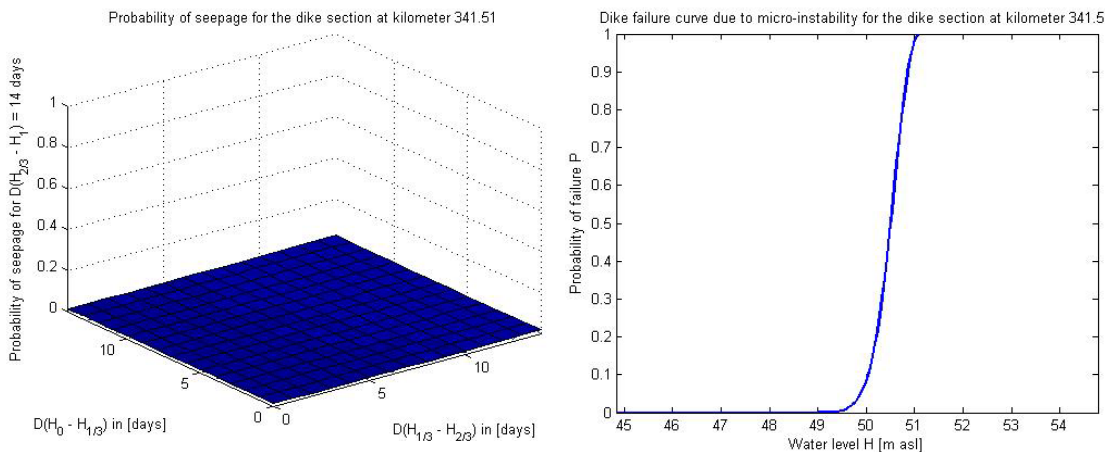


Figura-II 3.10 - Superficie di fragilità per infiltrazione attraverso il corpo arginale per una generica sezione arginale (pannello di sinistra); probabilità di crollo arginale per micro-instabilità (pannello di destra).

3.3.4 Definizione stocastica delle brecce arginali

Come discusso nella Sezione-II 2.3, la definizione deterministica della dimensione e dei tempi di formazione della generica breccia arginale è difficilmente attuabile, se non sottoforma di scenari ipotetici. Per superare tale limite, Vorogushyn et al. (2010) hanno

implementato nel modello IHAM un approccio di tipo stocastico basato su un sistema di simulazioni Monte Carlo.

Le informazioni rese disponibili da AdB-Po (AdB-Po-IRPI-ST1_1, 2004) hanno permesso di selezionare 225 rotte avvenute lungo l'arginatura maestra del Po nel periodo che va dalla piena del 1801 a quella del 1951. La Figura-II 3.11 riporta, nello specifico, le dimensioni (Wb) delle 84 rotte storiche per le quali è stato possibile risalire alla dimensioni finali del varco, mentre la Tabella-II 3.2 riassume alcune statistiche del campione osservato. In merito ai tempi di formazione delle brecce, le esigue informazioni raccolte non hanno purtroppo consentito analoghe valutazioni.

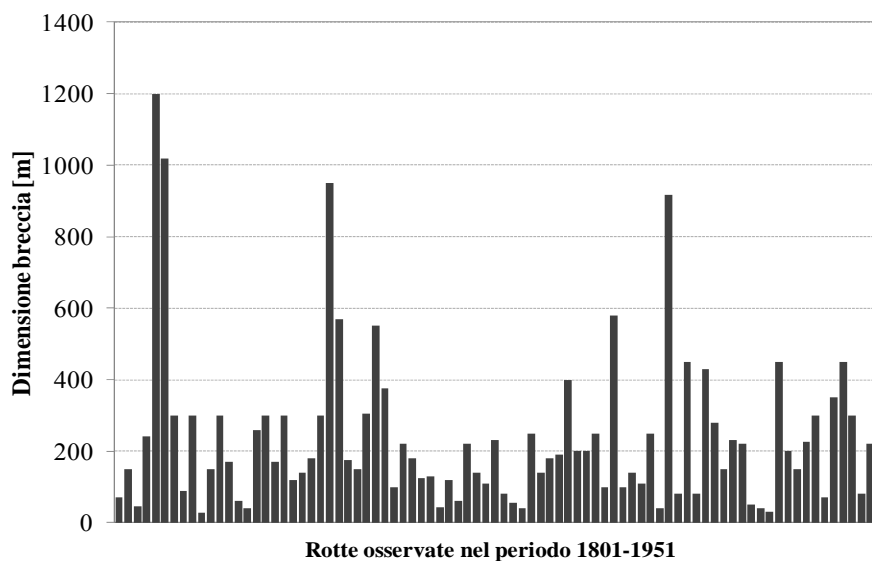


Figura-II 3.11 - Principali rotte storiche osservate lungo il Fiume Po nel periodo 1800-1951 (elaborazione archivio Coratza, 2005).

Tabella-II 3.2 - Statistiche delle rotte storiche osservate lungo il Fiume Po dal 1800 al 1951 (elaborazione archivio Coratza, 2005).

Numero totale delle brecce osservate	225
Numero delle brecce note (Wb nota)	84
Wb media [m]	240
Wb mediana [m]	180
Wb minima [m]	27
Wb massima [m]	1200

Il campione storico è stato quindi utilizzato per la definizione di un'adeguata funzione densità di probabilità relativa alle dimensioni delle brecce arginali. L'analisi ha preso a riferimento le distribuzioni di probabilità Normale, log-normale, Weibull, beta e Pearson III,

analizzando la bontà della riproduzione del campione dei dati mediante il criterio χ^2 e Kolmogorov-Smirnov.

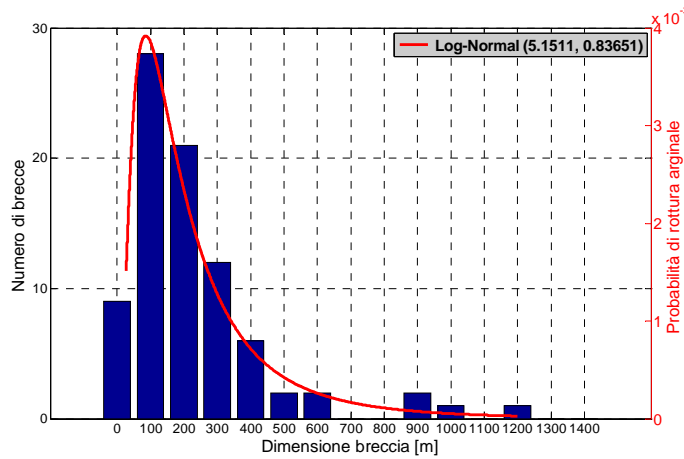


Figura-II 3.12 - Distribuzione di frequenza empirica delle dimensioni delle rotte storiche osservate lungo il Po (barre) e funzione densità di probabilità log-normale fittata sul campione (linea rossa).

La Figura-II 3.12 riporta la distribuzione di frequenza empirica del campione storico e la funzione densità di probabilità log-normale (parametri $\mu=5.15$ e $\sigma=0.83$), rivelatasi la più adatta tra le distribuzioni analizzate.

Per ogni simulazione condotta nel sistema Monte Carlo, la dimensione della generica breccia arginale viene definita campionando la distribuzione log-normale. Durante il processo di campionamento, essendo la distribuzione log-normale definita nell'intervallo $[0; +\infty[$, vi è la possibilità di assumere valori di W_b particolarmente piccoli o infinitamente grandi. Tale problema viene eliminato confinando i valori assunti dalle rotte arginali nel range delle osservazioni storiche (v. Tabella-II 3.2), ovvero troncando la distribuzione in caso di $W_b < 27\text{m}$ o $W_b > 1200\text{m}$.

Per quanto riguarda i tempi di sviluppo della breccia, data la soggettività insita nell'adozione di un fissato tempo di evoluzione del crollo, il modello IHAM adotta un approccio di tipo stocastico, secondo il quale il raggiungimento delle dimensioni finali della breccia avviene in un tempo definito tramite una distribuzione normale, definita nel range 0.5-4 ore, avente media 2 e deviazione standard 1.5. Tale range, definito sulle poche osservazioni rilevate, appare in linea con le scelte adottate da diversi autori nello studio di eventi di cedimento arginali lungo il Fiume Po o lungo fiumi ad esso assimilabili (v. ad es. Han et al., 1998; Apel et al., 2004; Alkema e Middelkoop, 2005; Vorogushyn et al., 2010; Di Baldassarre et al., 2009b).

3.4 Modello monodimensionale

La prima fase dell'applicazione del modello IHAM è consistita nell'implementazione del modello monodimensionale (1D) per il tratto di interesse del Fiume Po. Il comportamento dell'alveo inciso e del sistema golenale del Fiume Po tra Piacenza a Cremona (~50km) è stato simulato facendo ricorso al modello EPDRiv1h (v. Sezione-II 2.1). Il modello utilizzato rientra nella categoria dei modelli puramente monodimensionali (v. Brath e Di Baldassarre, 2006), secondo la quale la geometria fluviale viene schematizzata mediante il solo ricorso a sezioni trasversali, solitamente ricavate ortogonalmente alla direzione principale di deflusso. A differenza dei modelli quasi-2D visti in precedenza (v. Parte-I, Sezione 3.3) il modulo 1D implementato nel modello IHAM appare maggiormente adatto alla schematizzazione di tratti fluviali in assenza di golene difese, il cui funzionamento idraulico durante gli eventi estremi di piena non risulti pertanto regolato dalla presenza di argini golenali o manufatti di diversa natura. Tale aspetto, pur rappresentando un limite all'applicabilità del modello stesso, non appare particolarmente significativo nel caso studio in esame data la limitata dimensione delle golene difese nel tratto fluviale tra Piacenza e Cremona.

La geometria del corso d'acqua è stata riprodotta facendo ricorso alle sezioni trasversali rilevate in corrispondenza delle tracce delle sezioni Brioschi (28 sezioni) e riestratte, ove necessario, facendo ricorso al DEM ad alta risoluzione (2m) reso disponibile dall'AdB-Po (2005) (v. Figura-II 3.4). Ogni sezione viene identificata nel modello mediante un codice univoco, utilizzato per mettere in correlazione le sezioni fluviali con i nodi arginali idraulicamente più vicini (v. Figura-II 3.4).

3.4.1 Calibrazione del modello 1D

Come evidenziato nella prima parte della tesi la calibrazione dei modelli numerico-idraulici è solitamente finalizzata alla definizione degli opportuni coefficienti di scabrezza dell'alveo fluviale. Tali parametri, oltre a rappresentare le resistenze al moto offerte dall'alveo inciso e dalle aree golenali, compensano i possibili errori insiti nella modellazione numerica (ad es. errori legati alla schematizzazione del modello, errore nella soluzione numerica) o nelle condizioni al contorno (ad es. idrogrammi di piena, scale di deflusso; v. Sezione-I 4.2).

La calibrazione del modello 1D per il tratto di Po compreso tra Piacenza e Cremona è stata condotta facendo riferimento all'evento di piena osservato nell'Ottobre del 2000. Date le numerose informazioni disponibili per tale evento, la calibrazione è stata condotta modificando i coefficienti di scabrezza di Manning (n [sm^{-1/3}], definiti per ogni sezione trasversale) allo scopo di riprodurre le tracce di piena registrate nelle sezioni di riferimento.

La condizione al contorno di monte è rappresentata dall'idrogramma di piena registrato alla sezione di Piacenza durante l'evento del 2000, mentre le condizioni al contorno di valle,

richieste sottoforma di scale di deflusso, sono state desunte dalle analisi condotte nella prima parte del presente documento (v. Parte-I, Figura-I 4.1 (linea rossa) e Figura-I 4.2). In particolare, la Figura-II 3.13 (pannello destro) riporta le scale di deflusso mediane ottenute alla sezione di Cremona (metodo tradizionale e vincolato) ed adottate come condizioni al contorno di valle.

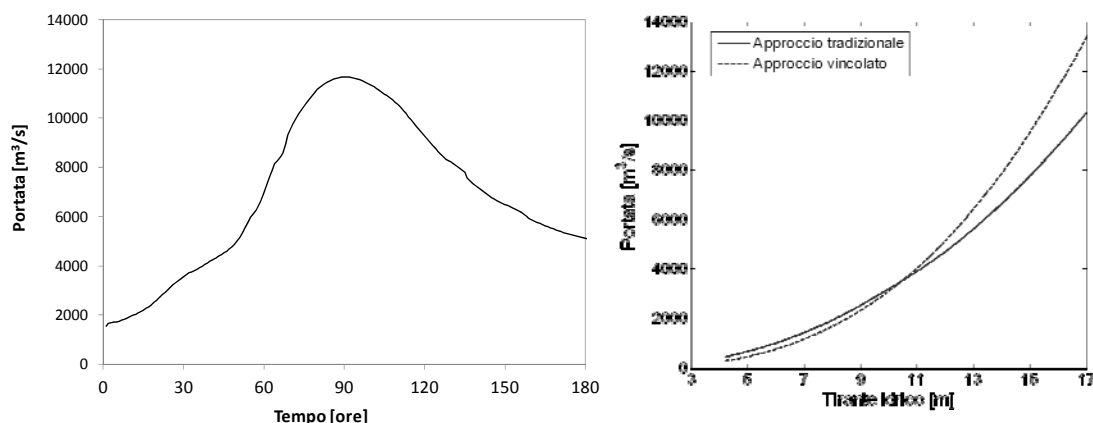


Figura-II 3.13 - Sinistra: condizioni al contorno di monte del modello 1D Piacenza-Cremona (idrogramma di piena osservato nell'ottobre 2000); destra: scale di deflusso stimate alla sezione di Cremona (condizione di valle).

Oltre alle condizioni al contorno il modello permette la considerazione di eventuali affluenti laterali. Nel caso specifico in esame, data l'elevata intensità dell'evento considerato e la ridotta dimensione degli affluenti compresi nel tratto in esame è stato simulato solo il contributo del Fiume Adda, considerando il suo contributo (portata di picco osservata pari a circa 1400 m³/s durante l'evento di piena del 2000) sottoforma di immissione locale puntuale (v. Figura-II 3.2).

Data l'applicazione di due diverse condizioni al contorno di valle (scala di deflusso ottenuta mediante l'approccio tradizionale o mediante l'approccio vincolato) la calibrazione è stata ripetuta due volte, ottenendo due diverse serie di coefficienti di Manning che permettono la riproduzione delle tracce di piena osservate durante l'evento dell'Ottobre 2000. La Figura-II 3.14 riporta i risultati della calibrazione, confrontando le tracce di piena osservate in corrispondenza delle sezioni di riferimento (croci) con i profili longitudinali di piena riprodotti dal modello, adottando come condizioni al contorno di valle le scale di deflusso riportate in Figura-II 3.13 (pannello destro). Il confronto mette in evidenza una discreta riproduzione dell'evento di riferimento nelle due condizioni di deflusso, con un errore quadratico medio (*MSE*) pari a 0.22m e 0.28m, rispettivamente nel caso tradizionale e vincolato. Questo errore, seppur non trascurabile, appare comunque soddisfacente, specie considerando l'intensità dell'evento di piena simulato e le semplificazioni adottate nella descrizione geometrica del corso d'acqua (modello 1D).

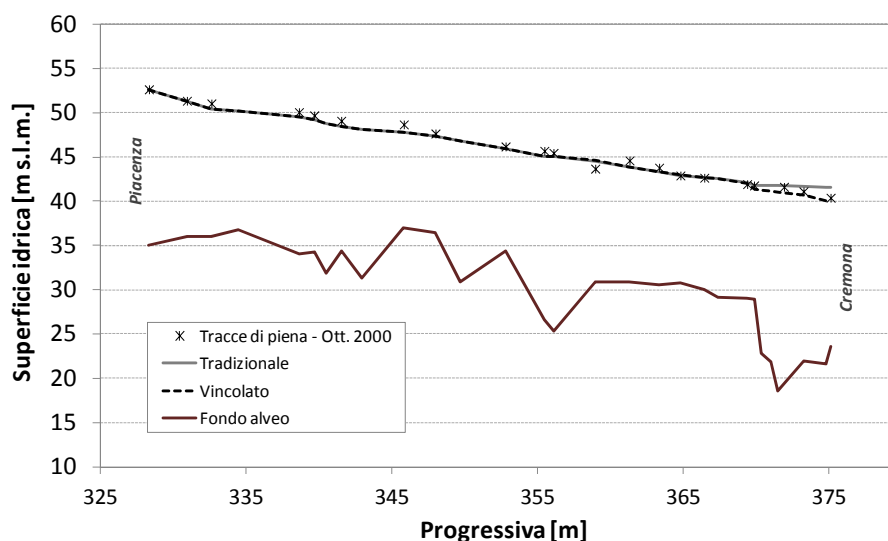


Figura-II 3.14 - Calibrazione modello 1D Piacenza-Cremona: tracce di piena osservate durante l'evento dell'Ottobre 2000 (croci nere), profilo di piena simulato dal modello 1D adottando come condizione al contorno di valle la scala di deflusso mediana di tipo tradizionale (linea grigia) e vincolato (linea nera tratteggiata).

I risultati della calibrazione hanno portato all'adozione di coefficienti di scabrezza di Manning, (n), che, in entrambi i casi analizzati, assumono valori mediamente compresi nel range $0.04-0.05\text{sm}^{-1/3}$. Adottando la scala di deflusso di tipo tradizionale, data la distorsione evidenziata nel range delle elevate portate (v. Figura-I 4.3 e Figura-I 4.1) e la conseguente sovrastima dei tiranti, la calibrazione ha richiesto l'adozione di coefficienti di scabrezza particolarmente bassi, fisicamente poco realistici, pari a $0.02\text{sm}^{-1/3}$. Tale effetto distorsivo appare evidente dall'analisi della Figura-II 3.14 (linea grigia) dove, in prossimità della sezione di Cremona, la sovrastima dei tiranti non riesce ad essere attenuata dai ridotti valori di scabrezza.

3.5 Scenari idrologici di piena

L'applicazione del modello IHAM al caso studio è stata condotta con l'obiettivo di analizzare l'effetto dell'incertezza presente nella definizione delle sollecitazioni idrologiche sulla probabilità di cedimento arginale e sulla mappatura della pericolosità idraulica nei territori prospicienti il corso d'acqua. Con particolare riferimento all'identificazione delle condizioni al contorno di monte, si può assumere che la corretta definizione degli scenari di piena assume un'importanza cruciale: un'errata stima della sollecitazione idrologica può compromettere la validità e l'affidabilità di tutte le analisi condotte.

A tal proposito, Merz (2006) ha distinto fra scenari idrologici di piena di moto permanente e di moto vario. Scenari di tipo statico, quali quelli di moto permanente, fanno riferimento ad un valore di portata di assegnata magnitudo (ad es. portata ad assegnato tempo di ritorno pari a 200 anni), solitamente definito mediante analisi statistica delle serie storiche di portata. Tali configurazioni sono tuttavia caratterizzate da due limiti: 1) data l'assenza di un andamento temporale delle portate (idrogramma), le portate di picco possono essere utilizzate esclusivamente per analisi di tipo statico, *steady-state simulations*; 2) non forniscono alcuna informazione sul volume idrico di piena.

La valutazione delle condizioni di stabilità del sistema arginale, essendo influenzata dalla permanenza dei tiranti idrici in alveo oltre che dai massimi valori raggiunti, richiede la definizione delle portate di picco e dei corrispondenti volumi di piena.

Nella presente analisi, la definizione degli scenari di piena è stata condotta mediante l'adozione di due diverse metodologie, rappresentative di due diversi approcci per l'analisi statistica delle informazioni storiche:

[1] analisi statistica univariata delle portate di picco (v. Sezione-II 3.6);

[2] analisi statistica bivariata delle portate e dei volumi di piena (v. Sezione-II 3.7)

3.6 Scenari sintetici di piena - Analisi univariata

L'approccio statistico univariato si basa sull'inferenza statistica della serie storica delle portate di picco osservate nella sezione di interesse (caso [1]), non attuando alcuna considerazione sulla forma dell'onda (i.e. sul volume di piena) degli eventi osservati.

Seguendo la metodologia proposta da Apel et al. (2004, 2006) sono stati generati gli idrogrammi sintetici di piena ad assegnato tempo di ritorno (T_r) pari a 100, 200, 500 e 1000 anni, per la sezione di Piacenza. Tale procedura si basa sull'analisi statistica univariata dei massimi giornalieri di portata (*Annual Maximum Series, AMS*) registrati alla sezione di Piacenza per il periodo che va dal 1951 al 2008, per un totale di 53 valori osservati.

L'analisi di inferenza statistica ha preso a riferimento cinque diverse funzioni di probabilità: Gumbel, log-normal, Weibull, Pearson III e GEV, utilizzando il metodo degli L-momenti per la stima dei parametri. La Figura-II 3.15 (pannello sinistro) riporta in scala semilogaritmica il confronto tra la serie storica osservata e la distribuzione GEV adottata come distribuzione di probabilità che, tra quelle indagate, meglio riproduce i dati storici. In rosso sono riportate le portate di picco stimate con assegnato tempo di ritorno pari a 100, 200, 500 e 1000 anni.

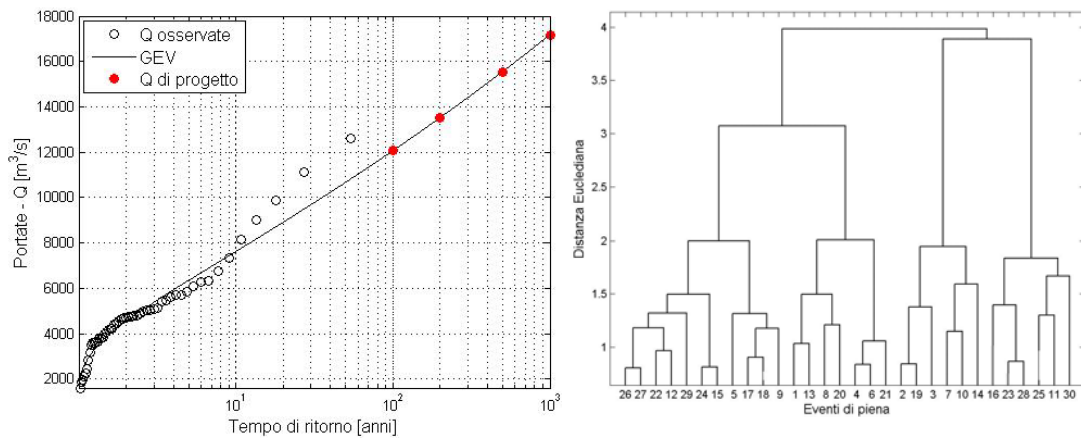


Figura-II 3.15 - Sinistra: analisi statistica di frequenza della serie AMS osservata alla sezione di Piacenza (punti bianchi) e portate di picco ad assegnato tempo di ritorno ($T_r=100, 200, 500$ e 1000 anni) estratte mediante GEV. Destra: dendrogramma ottenuto dall'analisi cluster degli eventi storici di piena mediante il metodo "ward".

La definizione degli idrogrammi di piena è stata condotta mediante una cluster analysis degli eventi storici osservati alla sezione di riferimento. Gli eventi di piena associati alle portate massime annuali sono stati estratti dalla serie delle portate medie giornaliere osservate a Piacenza, considerando eventi della durata complessiva di 30 giorni, di cui 10 precedenti il picco e 20 successivi.

Indicando con Q_{base} e Q_{max} rispettivamente la portata minima e massima osservata per un generico evento, la serie delle portate osservate Q_{oss} è stata normalizzata, ottenendo la serie delle portate Q_{norm} mediante la seguente equazione:

$$Q_{norm} = \frac{(Q_{oss} - Q_{base})}{(Q_{max} - Q_{base})}$$

Gli idrogrammi normalizzati sono stati suddivisi in cluster mediante l'algoritmo "ward", basato sull'utilizzo della radice della distanza Euclidea per la misura dell'affinità tra gli elementi di un cluster.

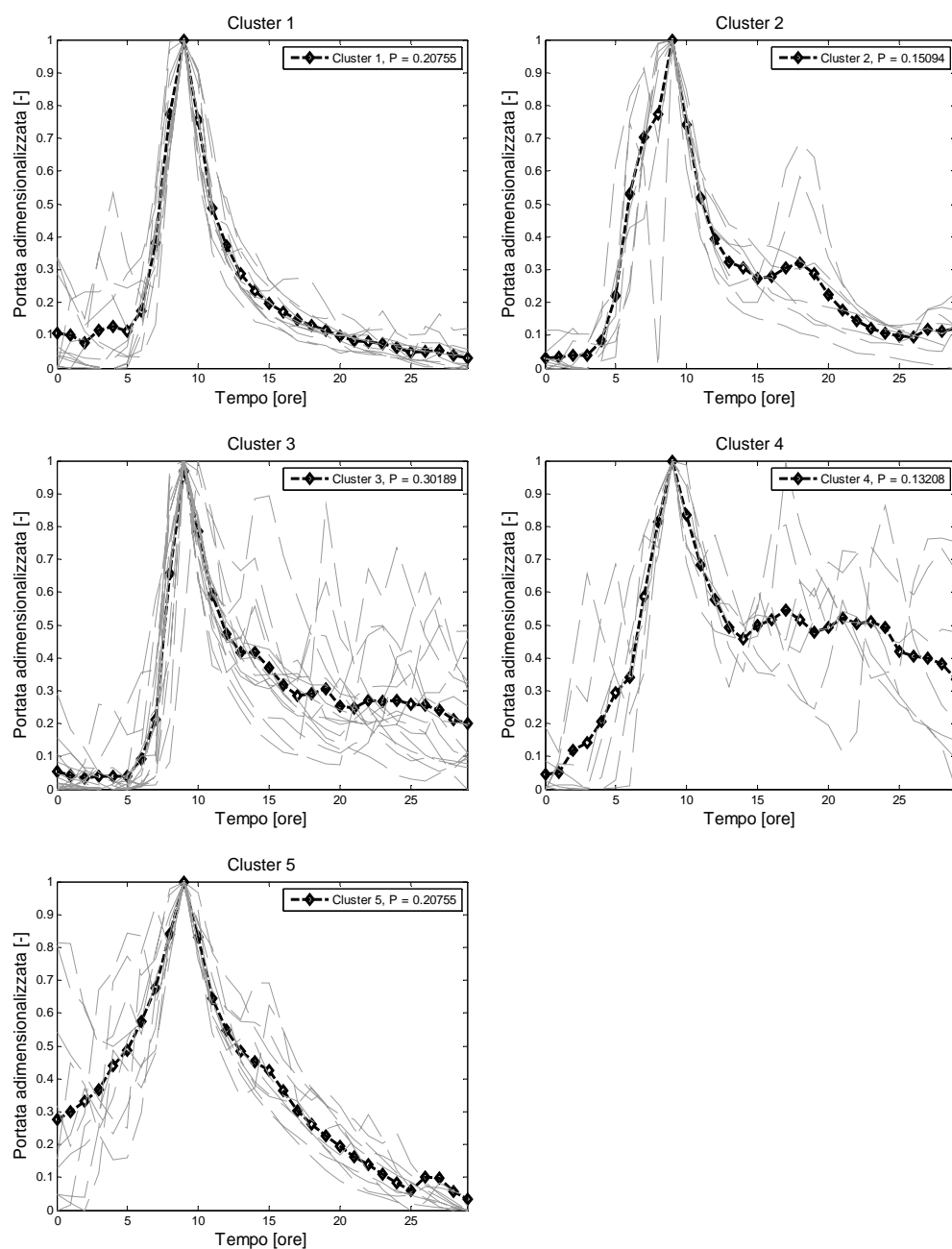


Figura-II 3.16 - Famiglie degli idrogrammi adimensionalizzati osservati alla sezione di Piacenza. I 53 eventi storici (linee grigie tratteggiate) sono stati raggruppati in cinque cluster e sintetizzati in un idrogramma di riferimento (tratto nero).

Tale algoritmo permette il raggruppamento degli eventi storici minimizzando la varianza totale dei singoli cluster, calcolata come la somma della radice della distanza Euclidea tra i membri del cluster stesso ed il suo relativo centroide. Il dendrogramma riportato in Figura-II 3.15 (pannello destro) riporta la struttura del raggruppamento dei vari eventi storici. La variabilità naturale delle onde di piena osservate a Piacenza è stata riprodotta pervenendo all'identificazione di 5 distinti cluster normalizzati. La Figura-II 3.16

riporta in maniera distinta gli eventi storici e l'idrogramma di piena caratteristico per ogni famiglia individuata.

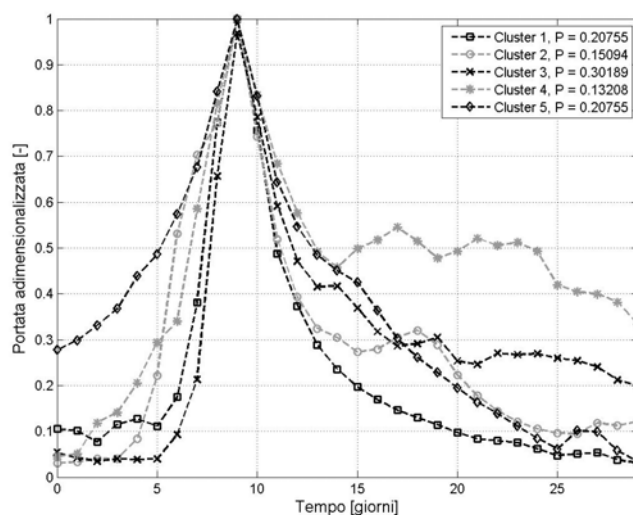


Figura-II 3.17 - Cluster normalizzati rappresentanti la variabilità della forma degli eventi di piena osservati a Piacenza; in legenda sono riportate le probabilità di accadimento (P) di ciascun cluster.

La probabilità di accadimento di ciascun cluster viene considerata mediante i pesi (P , in Figura-II 3.16 e Figura-II 3.17), calcolati come proporzione tra il numero di eventi appartenenti al generico cluster ed il numero totale di eventi osservati. Infine, gli idrogrammi sintetici di piena con tempo di ritorno 100, 200, 500 e 1000 anni sono stati ottenuti moltiplicando gli idrogrammi adimensionali per le portate di picco stimate (v. Figura-II 3.15, pannello sinistro).

Con riferimento allo scenario di associato tempo di ritorno pari a 200 anni, la portata di picco alla sezione di Piacenza è stata stimata in circa $13\,500\text{ m}^3/\text{s}$, mentre la variabilità naturale delle onde di piena di assegnato colmo è stata considerata riferendosi alle 5 tipologie di idrogrammi ottenuti dall'analisi cluster. La Figura-II 3.18 riporta gli idrogrammi di piena riferiti all'evento duecentennale utilizzati come sollecitazioni al contorno di monte nel sistema di simulazioni Monte Carlo in funzione delle relative probabilità di accadimento.

Il contributo dell'unico affluente di Po considerato lungo il tratto di studio, ovvero il Fiume Adda (v. Sezione-II 3.2), è stato stimato sulla base delle osservazioni registrate alla confluenza durante l'evento di piena dell'Ottobre 2000. Ipotizzando costante il rapporto di proporzionalità tra le portate di picco registrate nei due fiumi, il contributo dell'Adda per l'evento di piena con tempo di ritorno 200 anni è stato stimato in relazione alla portata stimata nel Po, mantenendo inalterata l'interazione temporale tra i due picchi di piena.

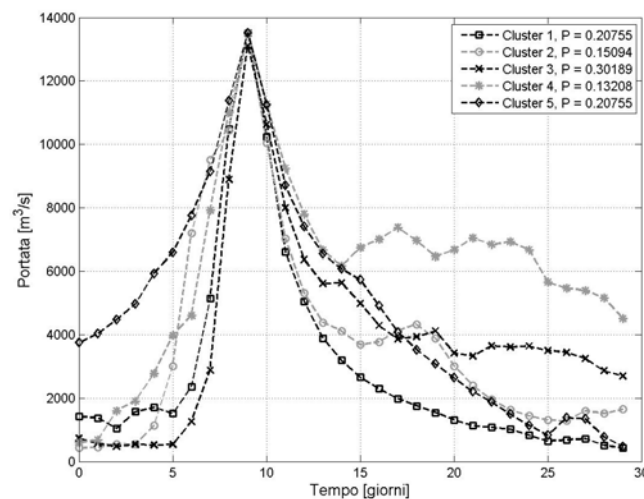


Figura-II 3.18 - Idrogrammi di piena duecentennali per la sezione di Piacenza adottati nelle simulazioni Monte Carlo.

3.7 Scenari sintetici di piena - Analisi bivariata

L'approccio univariato sopradescritto, pur tenendo in considerazione la forma degli idrogrammi storici osservati lungo l'area di interesse, non attua alcuna valutazione statistica sui volumi di piena, attribuendo a quest'ultimo il medesimo tempo di ritorno definito per la portata al picco.

E' tuttavia ormai largamente noto ed accettato che gli eventi idrologici complessi, quali possono essere ad esempio tempeste, piene o periodi siccitosi, sono caratterizzati, per loro natura, da diverse grandezze interpretabili come variabili casuali correlate tra loro. Le possibili combinazioni tra intensità di precipitazione e durata dell'evento atmosferico possono per esempio portare a scenari di piena completamente diversi. Allo stesso modo, la definizione di politiche di gestione di eventi di piena in alvei fluviali o in serbatoi di laminazione risulta influenzata non solo dal picco di piena ma anche dal volume e dalla durata dell'evento; alla stessa stregua una corretta gestione di eventi siccitosi deve considerare un'analisi congiunta della magnitudo e della durata dell'evento stesso (Medeiro et al., 2010; Salvadori e De Michele, 2007). Recenti eventi catastrofici hanno messo in evidenza i limiti connessi alla predisposizione di piani di tutela e di prevenzione tradizionalmente basati sull'adozione di un singolo scenario di riferimento ad assegnato tempo di ritorno, sottolineando invece l'opportunità di considerare un range di diversi scenari idrologici che, a pari probabilità di accadimento, possono avere caratteristiche idrologiche diverse (Klein et al., 2010).

In molti casi l'evento di riferimento è stimato mediante un'analisi statistica monovariata di una sola variabile casuale, tipicamente la portata massima di picco nel caso degli eventi di piena. Tuttavia, questo può portare ad una sovra- o sotto-stima del rischio associato ad uno

specifico evento (v. ad es. Salvadori e De Michele, 2007; Medeiros et al., 2010). Considerata la natura multivariata dei processi di piena, definiti mediante diverse variabili casuali, quali la portata di picco, il volume, la forma e la durata dell'onda in transito, appare evidente che un corretto studio probabilistico di tali eventi richiederebbe un'analisi statistica multivariata. Le difficoltà analitiche, nonché la necessità di disporre di una ragguardevole mole di informazioni rendono tuttavia tale procedimento scarsamente applicabile in pratica. Per tali complessità l'analisi multivariata viene solitamente ricondotta all'analisi bivariata di due variabili casuali, tipicamente rappresentate dalla portata di picco e dal volume di piena (v. ad es. Salvadori et al., 2007; Klein et al., 2010; Genest e Favre, 2007).

I primi approcci compiuti in tal senso hanno fatto ricorso alle distribuzioni bivariate comunemente note in ambito scientifico, quali la distribuzione bivariata normale, log-normale, gamma, ecc.. Il limite principale di tale approccio è tuttavia rappresentato dal fatto che le variabili casuali considerate, ad esempio portate e volumi di piena, devono avere distribuzioni marginali appartenenti alla stessa famiglia.

Questi limiti sono stati recentemente superati grazie all'utilizzo della funzione copula, in grado di modellare la distribuzione di probabilità congiunta di due o più variabili correlate, indipendentemente dalle distribuzioni marginali di quest'ultime. Nonostante il suo recente impiego, data la sua relativa semplicità, ad oggi sono numerosi i casi riportati in letteratura in cui la copula è stata utilizzata per lo studio della correlazione tra due o più variabili idrologiche (v. ad es. De Michele e Salvadori, 2003, 2004; Grimaldi e Serinaldi, 2006; De Michele et al., 2005; Favre et al., 2004; Zhang e Singh, 2006).

3.7.1 Copula

Di seguito si riporta una breve descrizione delle proprietà teoriche della copula, rimandando per maggiori approfondimenti ai numerosi testi ad essa dedicati (v. tra gli altri ad es. Joe, 1997; Nelsen, 1999; Grimaldi e Serinaldi, 2006; Salvadori e De Michele, 2004; Salvadori, 2007).

Viene definita *copula bidimensionale*, o più semplicemente *copula*, una funzione bivariata $C: [0,1]^2 \rightarrow [0,1]$ avente le seguenti proprietà:

- $C(u, v)$ è non decrescente in ogni argomento u, v ;
- Per ogni $u, v \in [0,1]$:

$$C(u, 0) = C(0, v) = 0 \quad \text{e} \quad C(u, 1) = u, \quad C(1, v) = v;$$
- Per ogni $u_1, v_1, u_2, v_2 \in [0,1]$ tali che $u_1 \leq u_2$ e $v_1 \leq v_2$:

$$C(u_2, v_2) - C(u_1, v_2) - C(u_2, v_1) + C(u_1, v_1) \geq 0$$

Prese due variabili casuali correlate X ed Y , le cui funzioni marginali di probabilità cumulata siano, rispettivamente, $F_X(x)$ e $F_Y(y)$, la distribuzione di probabilità bivariata delle due variabili, $F_{X,Y}(x, y)$, può essere espressa mediante la funzione copula. Per il

teorema di Sklar (1959), esiste infatti una copula C tale che $\forall x, y \in R$ vale la seguente relazione:

$$F_{X,Y}(x, y) = C[F_X(x), F_Y(y)] \quad 3.1$$

Se $F_X(x)$ e $F_Y(y)$ sono continue allora C è unica, altrimenti C è unicamente determinata sul dominio $RanF_X \times RanF_Y$ (dove Ran è il dominio delle marginali). Viceversa, se C è una copula e F_X e F_Y sono funzioni di ripartizione, allora la funzione $F_{X,Y}$ definita nell'equazione (3.1) è una distribuzione congiunta con marginali F_X e F_Y .

Ne consegue che se $F_{X,Y}(x, y)$ è una distribuzione bivariata di due variabili X ed Y aventi distribuzioni marginali $F_X(x)$ e $F_Y(y)$ continue, se si indicano con F_X^{-1} e F_Y^{-1} le inverse delle distribuzioni marginali, allora esiste un'unica copula $C: [0,1] \times [0,1] \rightarrow [0,1]$ tale che $\forall (u, v) \in [0,1] \times [0,1]$

$$C(u, v) = F_{X,Y} \left(F_X^{-1}(u), F_Y^{-1}(v) \right) \quad 3.2$$

Sulla base di tali enunciati, la procedura di inferenza bivariata può essere scomposta nella definizione delle distribuzioni marginali e della funzione copula, funzione delle distribuzioni marginali univariate, indipendentemente dalla loro tipologia (Serinaldi et al., 2006).

Joe (1997) e Nelsen (1999) definiscono un'ampia gamma di famiglie di copula utilizzabili per lo studio della correlazione tra più variabili, anche se, in ambito idrologico, sono solitamente tre le famiglie impiegate: copule ellittiche, *extreme value copulas*, e copule archimedee. Tra queste, data la loro semplice implementazione (funzioni ad un solo parametro) e la capacità di riprodurre sia la correlazione positiva che negativa esistente tra le variabili considerate le copule archimedee sono largamente utilizzate in ambito idrologico.

Nel presente lavoro la definizione delle sollecitazioni di piena è stata condotta studiando la correlazione bivariata tra portata di picco e volume idrico dell'onda di piena, investigando cinque diverse copule: le copule ellittiche Normale (o Gaussiana) e t-Student, e le copule archimedee Gumbel, Clayton e Frank. Tra queste, la Gumbel appartiene anche alla famiglia delle *extreme value copulas* e trova largo impiego nella correlazione bivariata di variabili estreme aventi dipendenza positiva.

3.7.2 Analisi statistica bivariata

L'analisi statistica bivariata è stata condotta facendo riferimento alle due variabili tipicamente adottate per la definizione degli scenari di piena: portata di picco (Q) e volume idrico (V). La serie storica delle portate di piena è la stessa utilizzata in precedenza per

l'analisi statistica univariata (v. Sezione-II 3.6), ed è costituita dalle portate massime giornaliere osservate alla sezione strumentata di Piacenza, nel periodo compreso dal 1951 al 2008.

La valutazione dei volumi è stata condotta estraendo l'evento di piena corrispondente al massimo annuale di portata, considerando una durata di 30 giorni, 10 precedenti il picco e 20 successivi. La scelta di tale durata, in linea con studi analoghi (Apel et al., 2004, 2006; Vorogushyn et al., 2010), appare giustificata dalle reali dinamiche di piena osservate lungo il Po. Indagini condotte in tal senso sulla serie storica hanno messo in evidenza che l'adozione di finestre temporali di minore lunghezza portano in certi casi a considerare parzialmente un evento di piena, mentre, al contrario, tempi maggiori estendono l'analisi ad eventi concatenati, portando ad una sovrastima dei volumi di piena. A conforto di tale assunzione appaiono anche i risultati dell'analisi cluster condotta sulla forma degli idrogrammi storici di piena estratti con finestre temporali di diversa durata, evidenziando una sostanziale invarianza nella forma delle onde caratteristiche.

La comparazione dell'andamento temporale delle due grandezze considerate (v. Figura-II 3.19) mette in evidenza la dipendenza tra le due variabili, giustificando l'applicazione di un approccio bivariato.

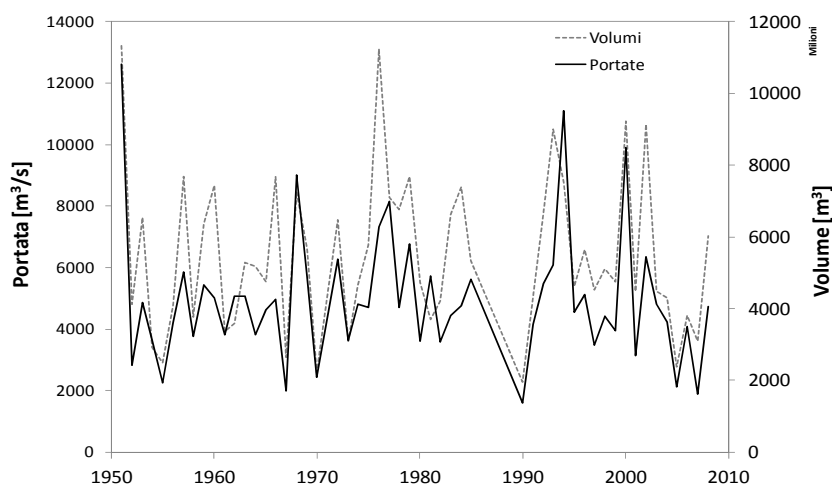


Figura-II 3.19 - Serie storica delle portate di picco e dei volumi di piena estratti dagli annali idrologici.

La Figura-II 3.20, pannello di sinistra, riporta le coppie (Q, V) estratte dalla serie storica analizzata, mentre il pannello di destra evidenzia la correlazione esistente tra le due variabili riportando le coppie di rango. I due punti che in Figura-II 3.20 (pannello di destra) appaiono meno correlati rappresentano i massimi eventi annuali osservati nel 1991 e 1997, entrambi caratterizzati da elevate portate di picco ma da un ridotto volume complessivo di piena (eventi di piena di limitata estensione temporale).

Un ulteriore elemento a conforto della scelta attuata in merito alla durata dell'idrogramma di piena (30 giorni) è pervenuto dall'analisi della correlazione esistente tra le coppie (Q, V) ottenute adottando finestre temporali diverse. Al variare della durata considerata (20, 25, 30, 35 giorni) non si sono osservate sostanziali variazioni.

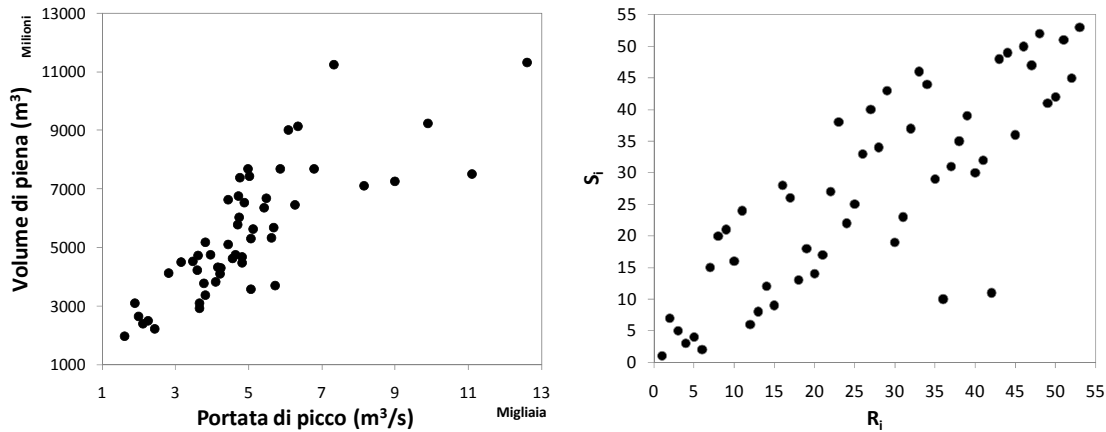


Figura-II 3.20 - Sinistra: scatter plot delle variabili casuali (Q, V) estratte dalla serie storica; destra: scatter plot delle coppie di rango (R_i, S_i) .

Genest et al. (2007), hanno evidenziato come la rappresentazione delle coppie di rango sia la statistica maggiormente in grado di riprodurre graficamente la correlazione tra le variabili studiate, nonché il miglior modo per rappresentare la copula. Riscalando gli assi per mezzo di un fattore $1/(n+1)$, dove n rappresenta il numero di coppie osservate, si ottengono le coppie $\in [0,1]^2$, costituenti il dominio della *copula empirica*:

$$C_n(u, v) = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n 1\left(\frac{R_i}{n+1} \leq u, \frac{S_i}{n+1} \leq v\right) \quad 3.3$$

Tale copula, riportata in Figura-II 3.21, rappresenta la stima non parametrica della copula $C(u, v)$ (Genest et al., 2007).

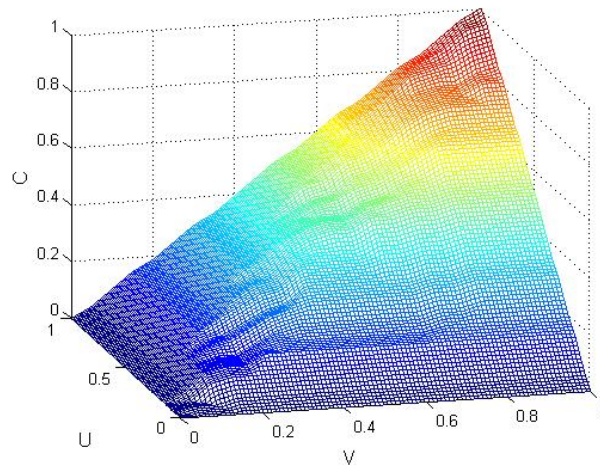


Figura-II 3.21 - Copula empirica stimata sulla serie storica. Ad ogni coppia (U,V) di variabili normali la superficie rappresenta la funzione di probabilità non parametrica.

Come sottolineato in precedenza, la rapida diffusione della copula è principalmente motivata dalla possibilità di essere applicata a coppie di variabili correlate, ma caratterizzate da funzioni di probabilità marginali diverse tra loro. Nel caso di interesse, la funzione marginale per la serie storica dei massimi di portata (*AMS*) è rappresentata dalla stessa GEV utilizzata per l'inferenza monovariata (v. Figura-II 3.15, pannello di sinistra), mentre per la serie dei corrispondenti volumi di piena la funzione log-normale è parsa la più adatta a rappresentarne la distribuzione statistica.

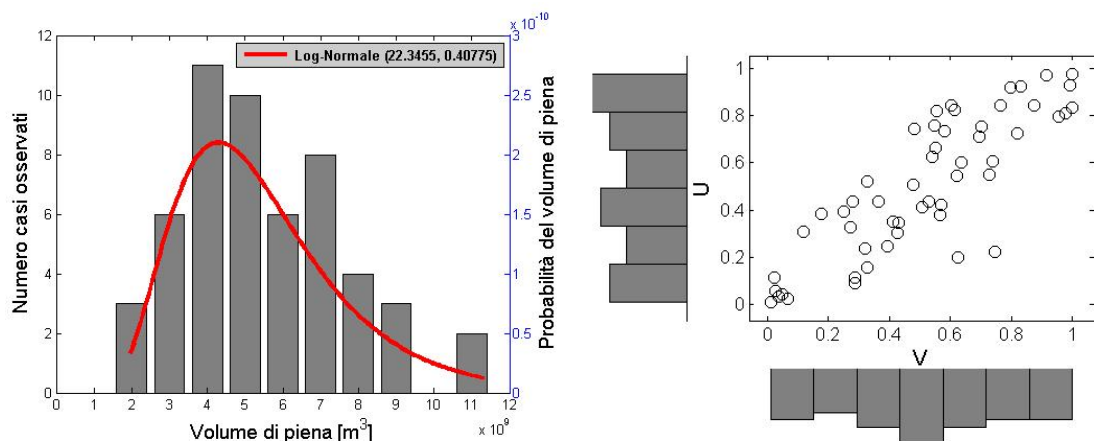


Figura-II 3.22 - Sinistra: distribuzione di probabilità empirica dei volumi di piena osservati a Piacenza (barre) e distribuzione di probabilità log-normale fittata sul set di dati (parametri: 22.34455, 0.40775); destra: scatter plot delle variabili uniformemente distribuite (U,V).

Il riquadro sinistro della Figura-II 3.22 riporta la distribuzione empirica della serie dei volumi massimi di piena osservati a Piacenza (barre) e la distribuzione log-normale fittata sulla serie stessa, mentre il pannello destro riproduce lo scatter plot delle variabili normalmente distribuite, U e V (trasformate normali delle variabili Q e V), ottenute a seguito dell'applicazione delle rispettive distribuzioni di probabilità marginali ai valori della serie stessa.

Considerando le equazioni 3.1 e 3.2 è possibile scrivere i due seguenti sistemi di equazioni:

$$\begin{cases} U = F_X(X) \\ V = F_Y(Y) \end{cases} \quad \begin{cases} X = F_X^{(-1)}(U) \\ Y = F_Y^{(-1)}(V) \end{cases} \quad 3.4$$

con U e V uniformi in $I = [0,1]$. Considerando $C(U,V) = C(X,Y)$, di seguito si farà riferimento alla coppia di variabili normali (U,V) più facilmente trattabile. Una volta definite le coppie (U,V) , i valori reali corrispondenti di portata e volume di piena, (X,Y) , vengono ottenuti secondo le (3.4).

La Tabella-II 3.3 riporta i coefficienti di Pearson, Kendall e di Spearman esprimenti la dipendenza tra le due variabili. Mentre il coefficiente di Pearson definisce il grado dell'eventuale correlazione di tipo lineare esistente tra le variabili considerate, i coefficienti τ e ρ sono maggiormente indicati per misurare il legame esistente tra due variabili di tipo ordinale. I valori positivi ottenuti indicano una non trascurabile dipendenza diretta tra le due grandezze analizzate.

Tabella-II 3.3 - Coefficienti di misura della correlazione tra le variabili osservate (Q,V).

<i>Pearson (r)</i>	<i>Kendall (τ)</i>	<i>Spearman (ρ)</i>
0.80	0.65	0.82

Sulla base di questa considerazione, cinque diverse copula (Gaussian, t-Student, Clayton, Frank e Gumbel) sono state fittate sulla serie di dati osservati alla sezione di Piacenza, stimando i parametri mediante il metodo della massima verosimiglianza.

Nel caso dell'analisi bivariata, tra i criteri più largamente utilizzati per l'analisi della validità di una specifica copula vi è il metodo grafico, ovvero la comparazione grafica della correlazione esistente tra le coppie osservate e le coppie sintetiche riprodotte dalla generica copula. A tal proposito, la Figura-II 3.23 riporta, per le diverse copule prese in considerazione, il confronto tra le coppie osservate normali (U,V) e le coppie sintetiche prodotte dalle distribuzioni bivariate, $C_{(\alpha)}$, precedentemente calibrate.

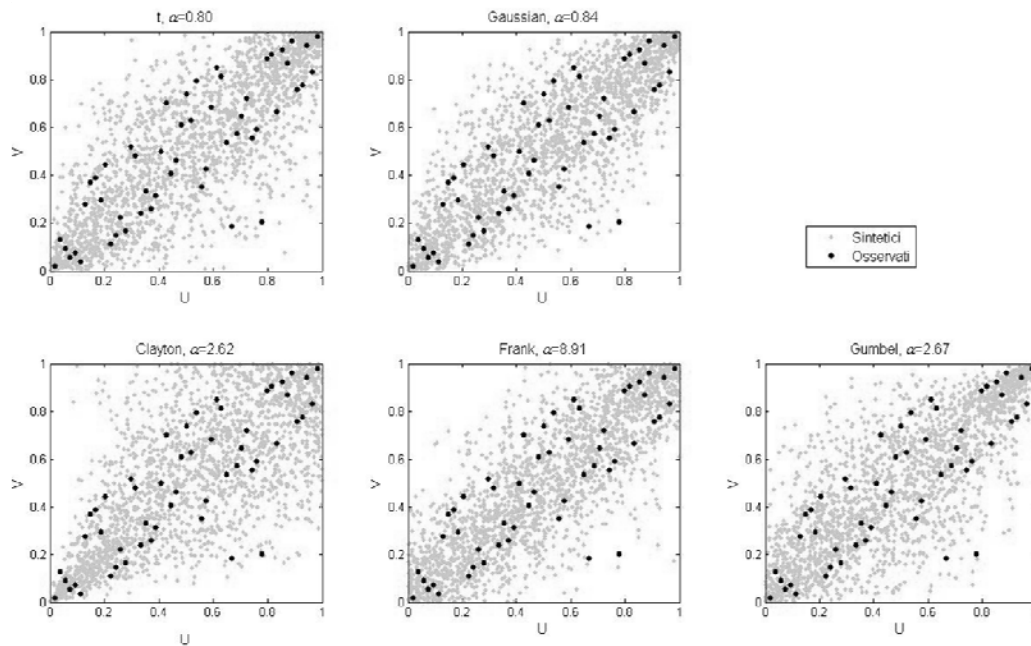


Figura-II 3.23 - Confronto tra le trasformate normali (U, V) dei valori della serie storica (punti neri) e le coppie (U, V) sintetiche ottenute mediante le diverse copula ().

Allo stesso modo, il confronto grafico può essere condotto riferendosi ai valori di portata, Q , e di volume, V , applicando le distribuzioni marginali alle variabili normali come da sistema (3.4). Mentre la Figura-II 3.23 fornisce una valutazione grafica della bontà delle varie copule nel riprodurre le strutture di dipendenza della serie storica di partenza, la Figura-II 3.24 permette di confrontare in termini più realistici la complessiva bontà dell'analisi di frequenza condotta, confrontando i reali valori osservati con quelli sintetici riprodotti dalle cinque famiglie di copula considerate.

Come appare evidente dall'analisi delle due figure, la valutazione e la scelta della copula ottimale tra quelle analizzate può non essere immediata e diretta, introducendo al contrario termini di soggettività nella definizione della copula di riferimento. A tal proposito, Renard e Lang (2007) hanno messo in evidenza come, nonostante spesso l'analisi grafica fornisca una soddisfacente riproduzione del campione storico, l'adozione della copula Gaussiana non sia consigliabile per eventi estremi. Tale copula, richiedendo la condizione di asintotica indipendenza delle variabili considerate, non risulta adatta alla valutazione di scenari a bassa probabilità di accadimento.

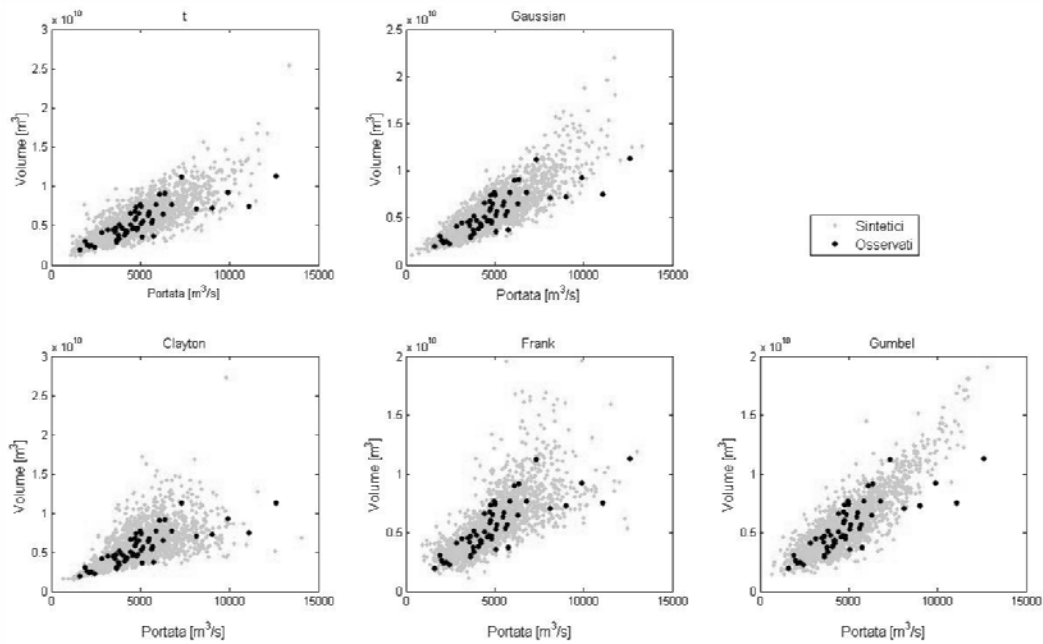


Figura-II 3.24 - Confronto tra la serie storica di dati osservati (punti neri) e 2000 coppie sintetiche ottenute mediante copula.

Negli ultimi anni, la comunità scientifica ha proposto numerose procedure di tipo analitico per ottimizzare la scelta della copula più adatta alla descrizione della correlazione tra variabili dipendenti. Genest et al. (2009) hanno riassunto le potenzialità delle diverse procedure disponibili per la valutazione della compatibilità delle varie copule (*goodness-of-fit*).

Tra i metodi proposti, la scelta della copula ottimale in questo studio è stata condotta implementando diversi criteri, tra i più comuni e diffusi in ambito idrologico: RMSE (*root mean square error*), AIC (*Akaike Information Criterion*), Kolmogorov e Smirnov test, test basati sulla copula empirica (Fermanian, 2005; Genest et al., 2009) ed una procedura di analisi bootstrap basata sulla trasformata di Kendall (v. Genest et al., 2009).

Tra quelle investigate, la copula di Gumbel è risultata essere quella maggiormente in grado di riprodurre la correlazione esistente tra le variabili considerate ed è stata adottata per la stima degli scenari ad associato tempo di ritorno.

3.7.3 Eventi di piena bivariati

Definita la copula di riferimento si è proceduto alla definizione delle portate di picco e dei corrispettivi volumi di piena ad associato tempo di ritorno.

Nel caso dell'analisi statistica bivariata, riferendosi alle variabili trasformate (U, V) come da equazioni (3.4), è possibile definire due tipologie di scenari:

$$\begin{aligned}
 E_{u,v}^V &= \{U > u\} \vee \{V > v\} \text{ condizione "OR"} \\
 E_{u,v}^\wedge &= \{U > u\} \wedge \{V > v\} \text{ condizione "AND"}
 \end{aligned}
 \tag{3.5}$$

dove gli scenari $E_{u,v}^V$ e $E_{u,v}^\wedge$ si definiscono di interesse se, rispettivamente, almeno una delle due variabili supera un certo valore di soglia, caso OR (simbolo “V”), oppure nel caso in cui entrambe le variabili siano contemporaneamente superiori a due valori di soglia, caso AND (simbolo “^”).

Facendo riferimento quindi alla generica copula C , si possono indicare con $p_{u,v}^V$ e $p_{u,v}^\wedge$ le probabilità di accadimento associate rispettivamente agli eventi $E_{u,v}^V$ e $E_{u,v}^\wedge$:

$$\begin{aligned}
 p_{u,v}^V &= P\{U > u \vee V > v\} = 1 - C(u, v) \\
 p_{u,v}^\wedge &= P\{U > u \wedge V > v\} = \bar{C}(1 - u, 1 - v)
 \end{aligned}
 \tag{3.6}$$

dove \bar{C} indica la cosiddetta *survival copula* (Nelsen, 1999), definita come $\bar{C}(u, v) = u + v + C(1 - u, 1 - v)$. Data la probabilità degli eventi, possiamo definire il tempo di ritorno ad essi associato come:

$$\tau_{u,v}^V = \frac{1}{p_{u,v}^V} \quad \text{e} \quad \tau_{u,v}^\wedge = \frac{1}{p_{u,v}^\wedge}
 \tag{3.7}$$

Nel presente studio, gli eventi di piena di riferimento sono stati definiti secondo l’approccio “OR”, ovvero definendo gli eventi di piena che, o per assegnata portata di picco, o per uno specifico volume di piena, sono associabili a specifici tempi di ritorno. Tale scelta appare giustificata alla luce delle considerazioni fatte in merito alla valutazione della stabilità arginale (v. Sezione-II 3.3), la cui resistenza, oltre che dal picco di piena in transito, appare legata ai tempi di permanenza di elevati tiranti idrici.

Definito il tempo di ritorno, l’applicazione della copula permette la definizione delle isolinee ad associata probabilità di accadimento:

$$p_{u,v}^V = 1 - C[u, L_t(u)] = 1 - t \quad \text{con } t \leq u \leq 1
 \tag{3.8}$$

costante lungo la linea di livello $v = L_t(u)$.

La Figura-II 3.25 riporta le isolinee ad associato tempo di ritorno ($Tr = 5, 10, 30, 50, 100, 200$ e 500 anni), ottenute mediante l’applicazione della copula Gumbel (parametro $\theta=2.67$).

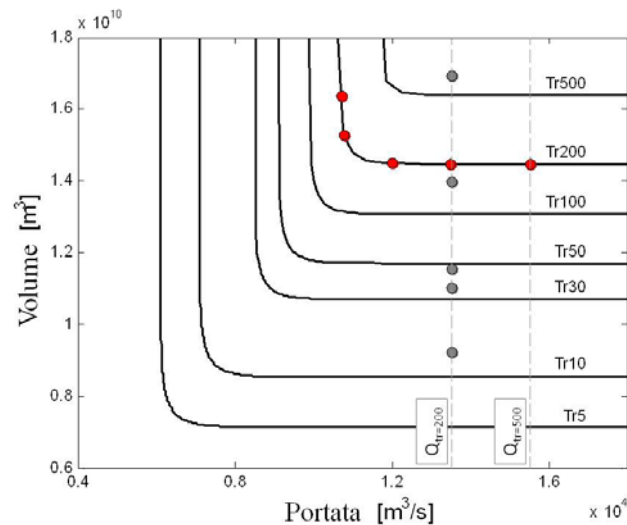


Figura-II 3.25 - Curve di livello ad associato tempo di ritorno, caso $\tau_{u,v}^V$ (OR), estratte dall'analisi copula (curve nere); scenari di piena duecentennali ottenuti con analisi bivariata (punti rossi) e univariata (punti grigi).

Come emerge dalla figura, l'analisi bivariata fornisce per ogni tempo di ritorno una serie infinita di combinazioni di portata e volume di piena. Con riferimento alla linea di livello associata a $Tr=200$ anni, la Figura-II 3.25 evidenzia le 5 combinazioni (Q, V) , utilizzate per la discretizzazione delle possibili eventi di piena duecentennali (punti rossi). I punti grigi in Figura-II 3.25 evidenziano al contrario i risultati ottenuti dall'analisi univariata: alla portata di picco ottenuta dall'analisi statistica della serie AMS ($Q_{200}=13\,500\text{ m}^3/\text{s}$, v. Sezione 3.6) vengono attribuiti i volumi di piena definiti dalla forma degli idrogrammi forniti dall'analisi cluster (v. Figura-II 3.17).

Nel caso dell'approccio univariato, solamente in uno dei cinque scenari di piena individuati il volume di piena è superiore a quello minimo richiesto dall'analisi bivariata. La scelta delle combinazioni indagate per lo scenario di piena duecentennale (punti rossi in Figura-II 3.25) è stata condotta nell'ottica di discretizzare nel miglior modo possibile le diverse combinazioni attuabili, adottando come limite superiore per le portate di picco il percentile attribuibile, secondo l'analisi univariata, ad un tempo di ritorno pari a 500 anni (linea grigia tratteggiata in figura).

Definite le combinazioni portata di picco-volume di piena, la definizione della forma dell'idrogramma è stata condotta rifacendosi all'analisi cluster: si è definito un evento di piena (di seguito identificato come cluster medio) la cui forma è ottenuta come media pesata dei 5 idrogrammi forniti dalla cluster analysis.

La Figura-II 3.26 riporta i risultati dell'analisi bivariata. I cinque idrogrammi di piena individuati, appartenendo alla stessa linea di livello, sono ovviamente associati alla medesima probabilità di accadimento (P costante pari a 0.2).

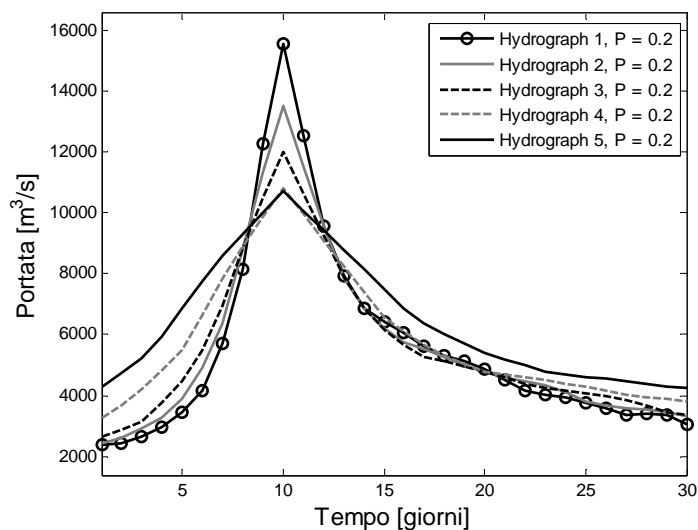


Figura-II 3.26 - Idrogrammi di piena con tempo di ritorno duecentennale ottenuti dall'analisi bivariata.

Tali idrogrammi sono stati adottati come condizioni al contorno di piena per la sezione di Piacenza.

3.8 Modello bidimensionale di allagamento

Il modello bidimensionale a celle (*raster based*) descritto alla Sezione 2.4 è stato implementato per i territori prospicienti il corso del Fiume Po, nel tratto da Piacenza a Cremona (riquadro in Figura-II 3.27).

La riproduzione altimetrica dell'area di interesse è stata condotta facendo riferimento al modello digitale del terreno denominato ASTER GDEM (Advanced Spaceborne Thermal Emission and Reflection Radiometer - Global Digital Elevation Model): modello globale delle quote del terreno a risoluzione planimetrica di 30m (www.gdem.aster.ersdac.or.jp). Considerando la ragguardevole estensione delle aree modellate (superficie di circa 890 km^2 , riquadro in Figura-II 3.27), l'informazione altimetrica a disposizione è stata riaggregata ad una scala spaziale di 50m per ridurre i tempi computazionali.

Considerata la limitata presenza di informazioni di dettaglio relative ad eventi storici di allagamento occorsi nell'area di interesse non si è potuto procedere ad una vera e propria calibrazione del modello di allagamento. La definizione dei coefficienti di scabrezza delle aree allagabili è stata condotta facendo riferimento ai coefficienti suggeriti in letteratura (Chow, 1959), in relazione alle informazioni di uso del suolo desunte dal progetto CORINE Land Cover (COoRdination of INformation on the Environment; CLC). Il progetto CLC2006, basato su immagini satellitari del periodo 2005-2006, fornisce un quadro

conoscitivo dell'uso del suolo a scala europea con risoluzione spaziale pari a 100m, ed errore di posizionamento inferiore a 25m.

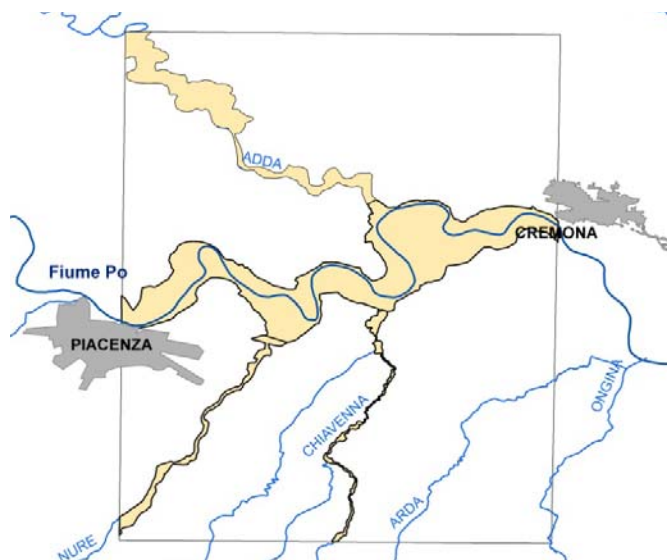


Figura-II 3.27 - Area studio del modello bidimensionale di allagamento (riquadro); in giallo le aree di competenza fluviale del Po e dei suoi principali affluenti non modellate dal modello 2D.

La Tabella-II 3.4 riporta le classi di uso del suolo individuate nell'area di interesse, indicando per ognuna di esse il coefficiente di scabrezza di Manning adottato nelle modellazioni bidimensionali (v. Figura-II 3.28, pannello di destra).

Tabella-II 3.4 - Coefficienti di scabrezza di Manning attribuiti alle varie classi di uso del suolo.

<i>CLC - Classi di uso del suolo</i>	<i>Coeff. di Manning [m^{-1/3}s]</i>
Zone residenziali a tessuto continuo	0.11
Zone residenziali a tessuto discontinuo e rado	0.11
Aree industriali, commerciali e dei servizi pubblici e privati	0.11
Reti stradali, ferroviarie e infrastrutture tecniche	0.15
Aeroporti	0.13
Aree estrattive e cantieri	0.03
Aree verdi urbane, aree ricreative e sportive	0.06
Aree coltivate	0.035
Aree boschive	0.11
Aree umide	0.033

Vorogushyn (2008) e Vorogushyn et al. (2010) hanno evidenziato una ridotta sensitività delle performance del modello 2D alla variazione dei coefficienti di scabrezza, attribuendo tale comportamento alle caratteristiche del modello numerico, ed in particolare all'impiego della condizione del limite di deflusso (*flow limiter*; Horritt e Bates, 2002; Hunter et al., 2005) per la riduzione dei fenomeni di instabilità. Secondo tale approccio, la limitazione delle oscillazioni viene ottenuta imponendo condizioni di deflusso non direttamente legate alla scabrezza dell'area di studio, ma definite in funzione della dimensione delle celle e del passo temporale di calcolo. Tale fenomeno appare tanto più intenso quanto più sono ridotte le pendenze nelle aree modellate che facilitano il ricorso al *flow limiter*, riducendo in questi contesti la sensitività del modello idraulico rispetto alle scabrezze reali.

Per una corretta delimitazione delle aree allagabili, l'area complessiva di studio è stata scomposta in diversi compartimenti, separati gli uni dagli altri in relazione alla rete idrografica principale ed ai rispettivi rilevati arginali. In particolare, la suddivisione è stata condotta facendo riferimento all'andamento planimetrico dei principali affluenti del Fiume Po: Fiume Adda ed i torrenti Nure e Chiavenna (v. Figura-II 3.28, aree campite nel pannello di sinistra).

Preme infine sottolineare che nel presente lavoro, data la risoluzione spaziale adottata nel modello 2D (maglie 50x50m), le infrastrutture viarie presenti nelle aree allagabili prospicienti l'area di studio (ad es. linee ferroviarie, autostrade, rete idrografica e manufatti arginali minori) non sono state considerate.

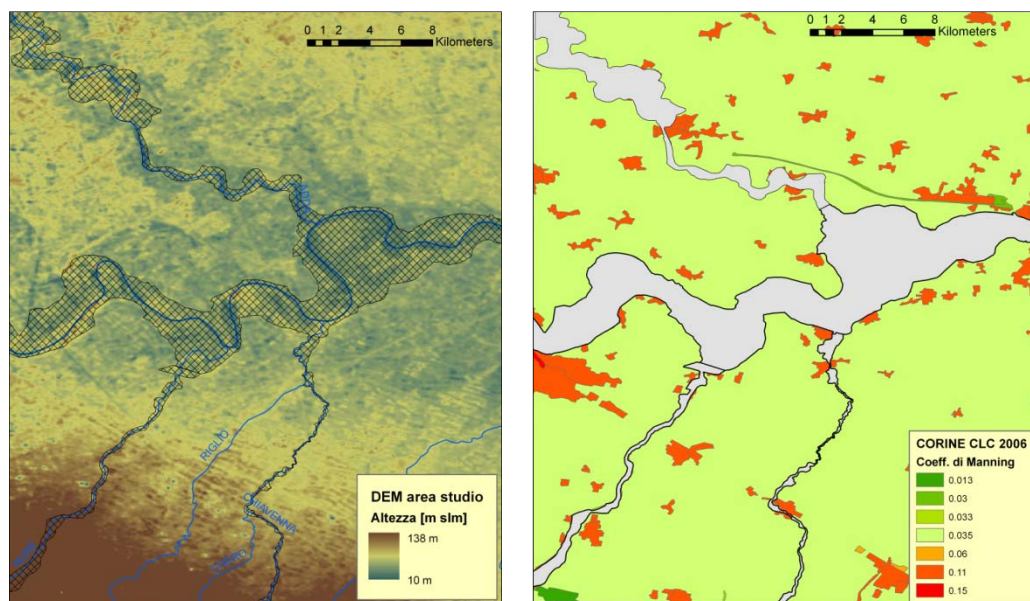


Figura-II 3.28 - Sinistra: modello digitale del terreno (ASTER GDEM) dell'area studio a risoluzione 50x50; aree non modellate nel modello 2D in quanto di pertinenza fluviale (aree campite). Destra: classificazione dei coeff. di scabrezza di Manning in relazione alla mappa CORINE di uso del suolo.

4 RISULTATI DELLE SIMULAZIONI NUMERICHE

Con riferimento alle finalità descritte alla Sezione-II 3.1, di seguito si riportano le risultanze ottenute dall'insieme di simulazioni condotte lungo l'area di interesse. In particolare, una volta definite le funzioni di stato limite e le curve di fragilità dei rilevati arginali come descritto alla Sezione-II 3.3, si è proceduto alle simulazioni idrauliche corrispondenti al 2° ciclo Monte Carlo (MC) indicato in Figura-II 3.1. I tre moduli numerici costituenti il nucleo del modello IHAM, implementati in linguaggio FORTRAN, sono stati compilati ed eseguiti nel centro di calcolo predisposto in ambiente LINUX presso il GFZ e costituito da più di 500 processori.

La Tabella-II 4.1 riassume, in forma matriciale, i set di simulazioni Monte Carlo eseguiti per l'analisi degli effetti dell'incertezza nella definizione degli idrogrammi di piena e nella costruzione delle scale di deflusso sulla probabilità di cedimento del sistema arginale e sulla mappatura della pericolosità idraulica nelle aree prospicienti il corso d'acqua. Con riferimento alle diverse condizioni al contorno di monte riportate in Tabella-II 4.1, gli effetti dell'incertezza nelle scale di deflusso sono stati indagati mettendo a confronto le scale di deflusso ottenute ricorrendo alle due metodologie presentate nella prima parte del presente documento, distinguendo il caso dell'applicazione di una singola curva costante (rappresentata dalla relativa scala di deflusso mediana) da quello in cui le scale di deflusso sono considerate variabili entro i rispettivi intervalli di confidenza.

Tabella-II 4.1 - Set di simulazioni Monte Carlo implementate con il modello IHAM: combinazioni di condizioni al contorno di monte e di valle analizzate lungo l'area di studio (aree grigie).

Simulazioni Monte Carlo		Condizioni al contorno di monte Idrogrammi di piena	
		Analisi univariata	Analisi bivariata
Condizioni al contorno di valle Scale di deflusso	Tradizionale - mediana		
	Tradizionale - variabile		
	Vincolato - mediana		
	Vincolato - variabile		

Per ognuna delle combinazioni evidenziate in Tabella-II 4.1 (aree grigie), si è provveduto all'esecuzione di un set di circa 2000 simulazioni. Vorogushyn (2008) ha applicato il modello IHAM ad un tratto di 90km del Fiume Elba, investigando la convergenza della probabilità di cedimento arginale al variare del numero di simulazioni

condotte. Simulando due eventi a diversa magnitudo (evento centennale e millenario), ha osservato diverse velocità di convergenza nella variabile rappresentata dalla probabilità di cedimento arginale, riscontrando variazioni ridotte a pochi punti percentuali dopo circa 2000 simulazioni per l'evento a minor intensità ($T_r=100$ anni), e dopo solo 1000 simulazioni per l'evento millenario. Nel presente caso studio si è fatto esclusivamente riferimento allo scenario di piena duecentennale ($T_r=200$ anni), in quanto evento di riferimento per il dimensionamento delle attuali arginature.

Data la magnitudo dell'evento preso in esame e considerata l'estensione più contenuta dell'attuale caso studio (circa 50km) rispetto all'applicazione condotta da Vorogushyn (2008), le simulazioni condotte (poco più di 2000) si sono ritenute sufficienti al raggiungimento di condizioni di convergenza nella valutazione della probabilità di cedimento del sistema arginale, e conseguentemente, nella mappatura della pericolosità idraulica nei territori esterni alle arginature.

Con riferimento ad uno specifico evento ad associato tempo di ritorno, uno degli output forniti dal modello IHAM è rappresentato dalla mappatura spaziale delle probabilità di cedimento del sistema arginale, di seguito riferite come mappe di pericolosità di cedimento arginale (v. ad es. Figura-II 4.1).

Un ulteriore risultato è rappresentato dalle mappe binarie di allagamento, definite come mappe probabilistiche di allagamento, indicanti, per ogni cella del dominio di calcolo bidimensionale, la probabilità di essere allagata a seguito del verificarsi di un evento ad associato tempo di ritorno. In ambito scientifico, le mappe binarie di allagamento sono state introdotte come risultato della metodologia GLUE, pesando le informazioni ottenute da ogni simulazione in funzione della sua efficienza globale (v. ad es. Romanowicz e Beven, 2003; Aronica et al., 2002; Bates et al., 2004). Nel presente lavoro, in assenza di misurazioni di performance della generica simulazione, la probabilità di allagamento della singola cella è direttamente ottenuta dall'analisi MC e calcolata come rapporto tra il numero delle simulazioni in cui risulta allagata ed il numero totale delle simulazioni condotte.

4.1 Probabilità di cedimento arginale

Come detto, il modello IHAM permette la redazione di mappe probabilistiche di cedimento arginale lungo il corso d'acqua, fornendo per ogni sezione arginale considerata, la relativa probabilità di cedimento e le prevalenti cause scatenanti (i.e. sormonto, sifonamento o micro-instabilità). Tale informazione, spazialmente disponibile lungo il corso d'acqua, permette un'analisi mirata delle criticità, individuando i tratti maggiormente interessati da particolari fenomeni destabilizzanti, ed indirizzando eventuali approfondimenti conoscitivi (ad es. indagini in situ) o interventi di protezione ed adeguamento del sistema arginale.

I risultati ottenuti dalle simulazioni condotte hanno messo in evidenza che, nella totalità dei crolli simulati lungo il tratto di interesse, la rottura è avvenuta per sormonto arginale, non osservando invece alcun crollo per sifonamento o per micro-instabilità durante l'evento di piena duecentennale.

L'attivazione delle brecce risulta quindi essere essenzialmente legata al sormonto delle quote sommitali dei rilevati da parte delle acque di piena, mentre appaiono buone le condizioni di resistenza ai fenomeni di infiltrazione al di sotto delle fondazioni e attraverso il corpo delle arginature.

Vedi Capitolo 5 per una più approfondita discussione in merito a tali risultanze.

4.2 Effetti dell'incertezza nelle condizioni di valle

La Figura-II 4.1 riporta la mappa probabilistica di allagamento ottenuta per lo scenario di piena Tr 200 anni, utilizzando come condizione al contorno di monte gli idrogrammi ottenuti mediante l'analisi bivariata (v. Figura-II 3.26), e come condizione di valle la scala di deflusso mediana ottenuta con la metodologia tradizionale (v. pannello destro in Figura-II 3.13, Figura-I 4.1, linea rossa). I diversi colori riportati lungo il percorso longitudinale delle arginature evidenziano la probabilità di cedimento di ogni sezione, mentre la scala cromatica blu indica, per ogni cella individuata nel modello bidimensionale, la probabilità di essere allagata. I risultati mettono in evidenza la presenza di sezioni aventi criticità per sormonto lungo l'intera estensione del tratto analizzato, sia in destra che in sinistra idraulica. Sebbene le probabilità di rottura siano comunque generalmente contenute (10-20%), si individua a valle della confluenza del torrente Chiavenna una zona caratterizzata da maggior criticità. In tale tratto, locali abbassamenti delle quote sommitali producono un incremento delle probabilità di sormonto. Tale aspetto, data la maggior probabilità di cedimento arginale, si traduce in elevate probabilità di allagamento nelle aree prospicienti (blu scuro in Figura-II 4.1).

Infine, per una migliore comprensione dei risultati ottenuti, si ritiene utile ribadire che lo studio ha interessato il tratto di Fiume Po compreso tra Piacenza e Cremona, considerando l'area ad esso prospiciente per la valutazione delle dinamiche di allagamento, ovvero le aree allagabili comprese nel riquadro di Figura-II 3.27. Tale aspetto giustifica la rappresentazione di una delimitazione netta nella mappatura delle aree allagabili come evidenziato in Figura-II 4.1.

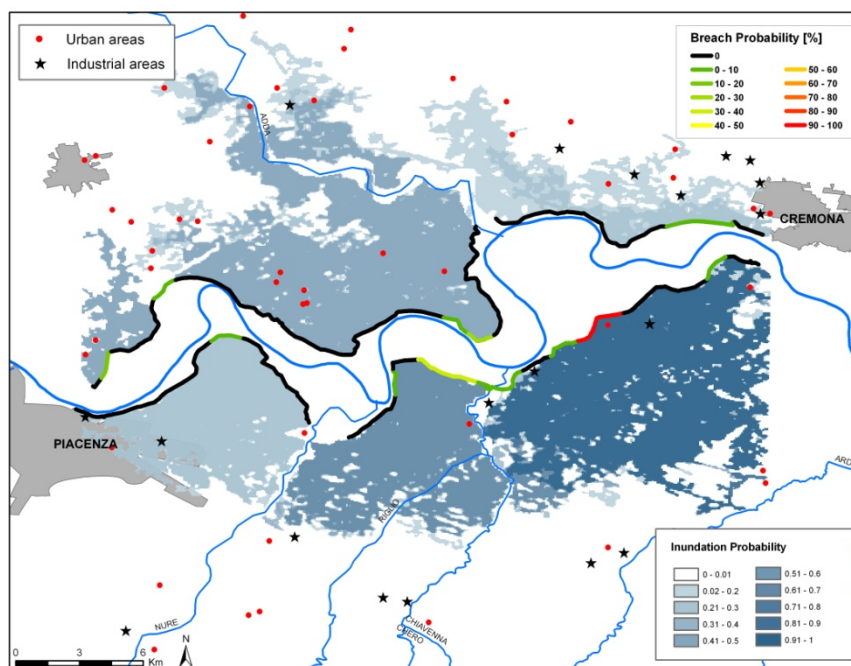


Figura-II 4.1 - Scenario: idrogrammi di piena da analisi copula (condizione di monte) e scala di deflusso mediana, metodo tradizionale (condizione di valle); probabilità di cedimento del sistema arginale (scala graduata lungo il contorno fluviale); probabilità di allagamento nelle aree di pianura (scala monocromatica blu).

La Figura-II 4.2 riporta le stesse informazioni ma riferite al caso in cui la condizione al contorno di valle (scala di deflusso) venga considerata variabile all'interno del range delimitato dal 5th e 95th percentile delle scale di deflusso tradizionali.

La variazione delle condizioni di deflusso alla sezione di valle determina la riproduzione di livelli idrometrici lungo il corso d'acqua diversi nelle varie simulazioni, traducendosi in diverse probabilità di cedimento e allagamento nelle aree protette. La Figura-II 4.3 riporta la differenza tra le due analisi condotte, attuando, per ogni cella dell'area di calcolo, la differenza tra la probabilità ottenuta considerando scale di deflusso variabili (v. Figura-II 4.2) e quella ottenuta nel caso di condizione al contorno costante (scala di deflusso mediana ottenuta con il metodo Tradizionale; Figura-II 4.1).

Valori positivi in Figura-II 4.3 indicano un incremento nei valori di pericolosità idraulica nel caso di scala di deflusso variabile.

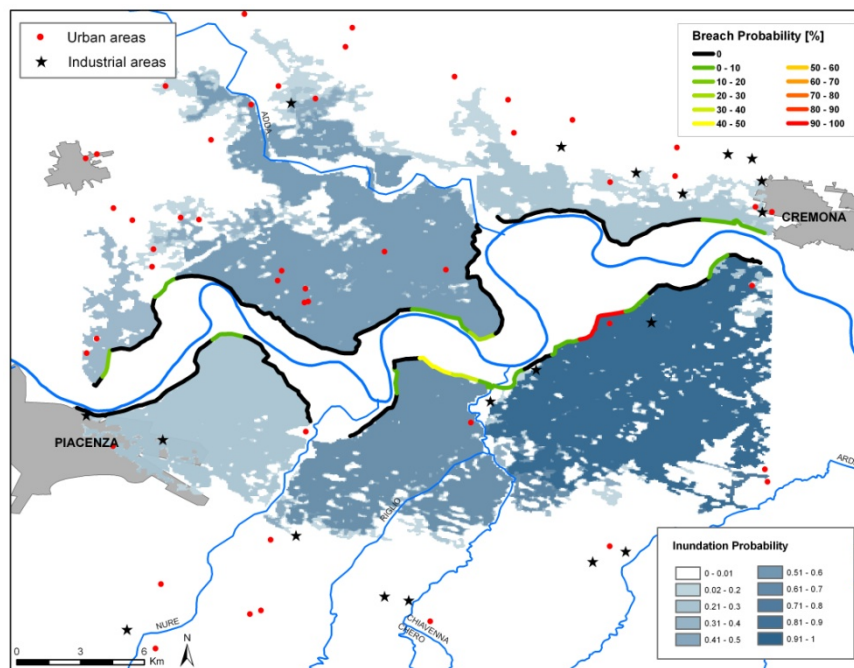


Figura-II 4.2 - Scenario: idrogrammi di piena da analisi copula (condizione di monte) e scala di deflusso di tipo tradizionale variabile nell'intervallo al 90% di confidenza; probabilità di cedimento del sistema arginale (scala graduata lungo il contorno fluviale); probabilità di allagamento nelle aree di pianura (scala monocromatica blu).

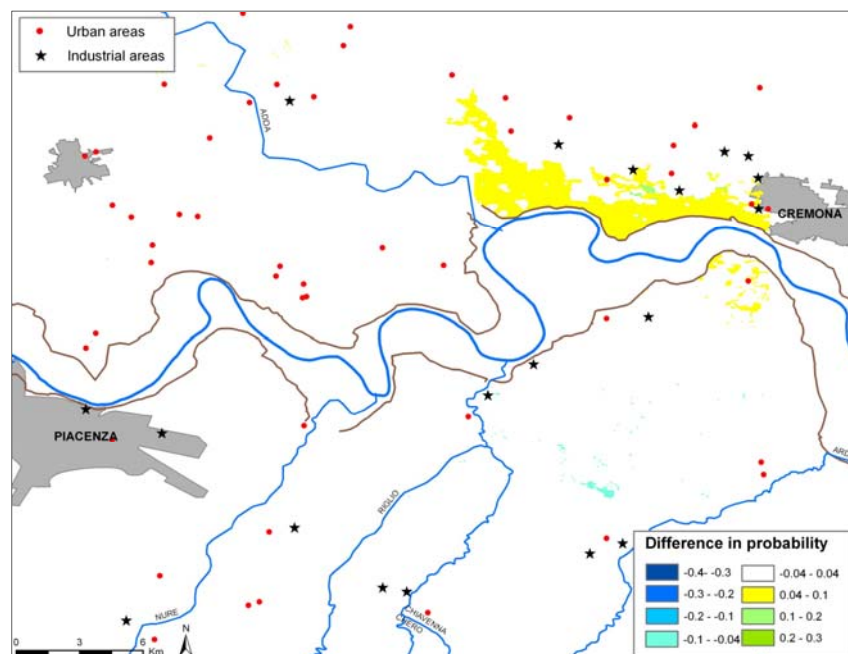


Figura-II 4.3 - Variazioni nella probabilità di allagamento per l'evento $T_r=200$ anni considerando la condizione al contorno variabile e costante (criterio tradizionale per la stima delle scale di deflusso). Valori positivi indicano un incremento della pericolosità nel caso di scala di deflusso variabile.

Come era intuitivo attendersi, i risultati ottenuti in questo caso evidenziano che trascurare l'incertezza nella definizione delle scale di deflusso adottando una singola relazione può comportare una sottostima del pericolo di allagamento. Tale aspetto, essendo legato agli effetti indotti dalla condizione al contorno di valle sui livelli idrometrici, si manifesta per il tratto fluviale posto in prossimità della sezione di chiusura. La lunghezza di tale tratto, in generale dipendente dalle caratteristiche topografiche ed idrauliche del corso d'acqua, nel caso specifico in analisi risulta avere un'estensione stimabile in circa 8-10km dalla sezione di valle di Cremona.

Lo stesso tipo di valutazione è stata quindi effettuata facendo riferimento alle scale di deflusso ottenute mediante l'approccio vincolato (v. Sezione-I 2.3). La Figura-II 4.4 riporta la mappa di pericolosità idraulica ottenuta facendo riferimento agli idrogrammi di piena bivariati e a condizioni al contorno di valle variabili, rappresentate dalle scale di deflusso appartenenti all'intervallo al 90% del grado di confidenza (v. Figura-I 4.2). Come emerso nella Fase-I, l'applicazione della metodologia vincolata per la costruzione delle scale di deflusso permette un rilevante confinamento del range di incertezza rispetto all'approccio tradizionale (v. Figura-I 4.4). Tale aspetto si concretizza in una ridotta variabilità della mappatura della pericolosità idraulica rispetto all'incertezza delle scale di deflusso. In analogia a quanto fatto in precedenza, la Figura-II 4.5 riporta la differenza tra le mappe di allagamento ottenute considerando la variabilità delle scale di deflusso e quella ottenuta considerando la curva costante, e pari alla mediana.

Le differenze appaiono poco evidenti e limitate a pochi punti percentuali in alcune celle dell'area di studio. Tale risultato mette in evidenza come la limitata incertezza connessa all'approccio vincolato permetta una maggior sicurezza nella mappatura delle aree allagabili, limitando il rischio di sovra- o sotto-stima nel caso in cui non venga considerata l'incertezza nelle scale di deflusso.

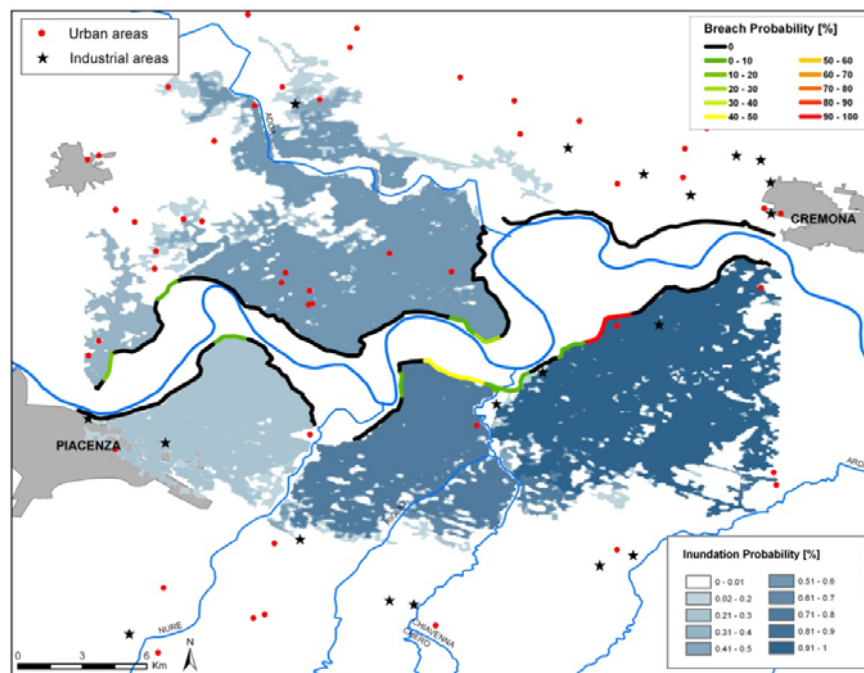


Figura-II 4.4 - Scenario: idrogrammi di piena bivariati (condizione di monte) e scala di deflusso costante (mediana approccio vincolato); probabilità di cedimento del sistema arginale (scala graduata lungo il contorno fluviale); probabilità di allagamento nelle aree di pianura (scala monocromatica blu).

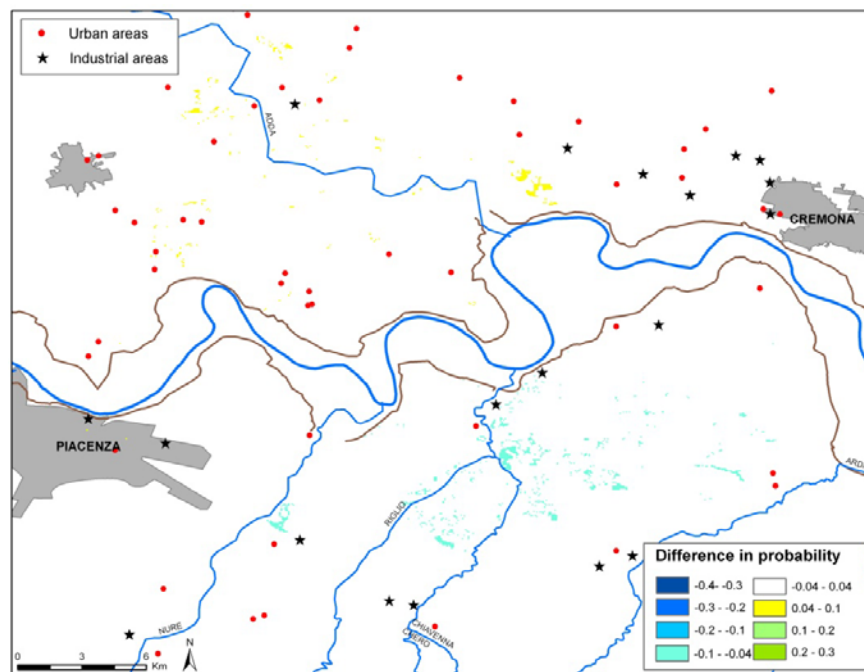


Figura-II 4.5 - Variazioni nella probabilità di allagamento per l'evento $T_r=200$ anni considerando la condizione al contorno variabile e costante (criterio vincolato per la stima delle scale di deflusso). Valori positivi indicano un incremento della pericolosità nel caso di scala di deflusso variabile.

Come emerso nella prima parte dello studio, l'introduzione dell'approccio vincolato consente inoltre una notevole riduzione dell'errore di estrapolazione, risultando in una contenuta distorsione rispetto alla scala di deflusso normale definita mediante le simulazioni di moto vario (v. Figura-I 4.2 e Figura-I 4.3)

La presenza di significative distorsioni nella definizione del legame portate-livelli idrici, data l'intensità degli eventi di piena considerati, può comportare effetti tutt'altro che trascurabili nella mappatura della pericolosità idraulica. A tal proposito, le immagini riportate in Figura-II 4.6 mettono a confronto le due mappe ottenute applicando, a parità di sollecitazioni di monte, condizioni al contorno di valle rappresentate da scale di deflusso variabili, definite secondo l'approccio tradizionale (a sinistra) e secondo l'approccio vincolato (a destra).

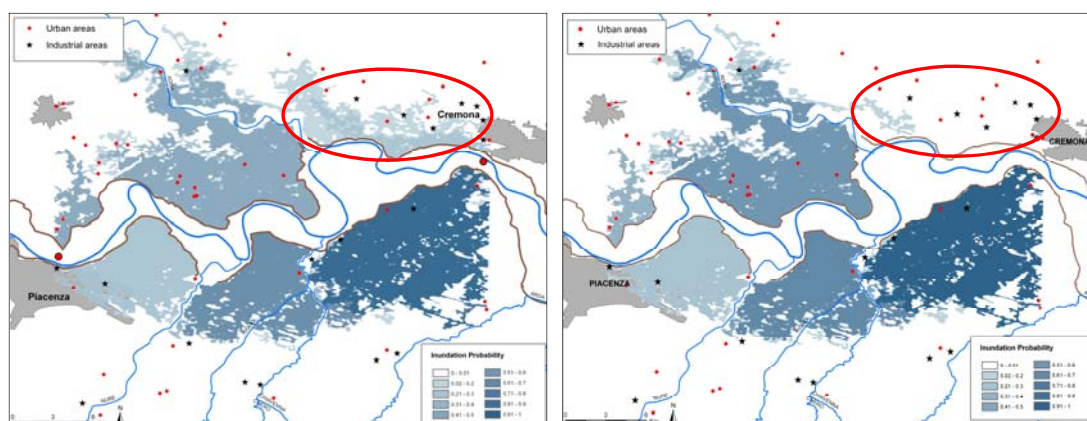


Figura-II 4.6 - Mappe probabilistiche di allagamento ottenute considerando idrogrammi di piena bivariati e scale di deflusso variabili definite mediante l'approccio tradizionale (a sinistra) e vincolato (a destra).

Le aree evidenziate in Figura-II 4.6 sottolineano le differenze tra i due casi posti a confronto, dimostrando come la distorsione associata all'adozione dell'approccio tradizionale comporti l'identificazione di una più ampia area allagata. Infatti, a parità di portate in ingresso alla sezione di monte, la distorsione quantificata in precedenza (v. Fase-I, Figura-I 4.3) porta ad un sovrastima dei tiranti idrici che, in prossimità della sezione di valle, determina un aumento delle probabilità di sormonto delle sommità arginali.

Tale condizione porta ad identificare come allagabili aree invece limitatamente esposte ai fenomeni di sormonto. Diversa è la situazione invece osservata in prossimità della sezione di valle, in destra idraulica. In quest'area, data la presenza di una locale depressione delle quote sommitali del sistema arginale e la conseguente probabilità di formazioni di brecce, non si apprezzano sostanziali variazioni tra i due casi sopra descritti, ottenendo probabilità di allagamento sostanzialmente identiche nei due casi.

4.3 Effetti dell'incertezza nelle condizioni di monte

Di seguito sono riportati i principali risultati ottenuti dall'elaborazione dei set di simulazioni MC riassunti in Tabella-II 4.1, secondo le quali, mantenendo invariate le condizioni al contorno di valle, si sono fatte variare le condizioni al contorno di monte, adottando gli idrogrammi di piena ottenuti dall'analisi univariata (v. Figura-II 3.18) e dall'analisi bivariata (v. Figura-II 3.26).

La Figura-II 4.7 riporta la mappa probabilistica di allagamento associata all'evento di piena duecentennale stimato mediante l'analisi statistica univariata dei picchi di piena e l'analisi cluster.

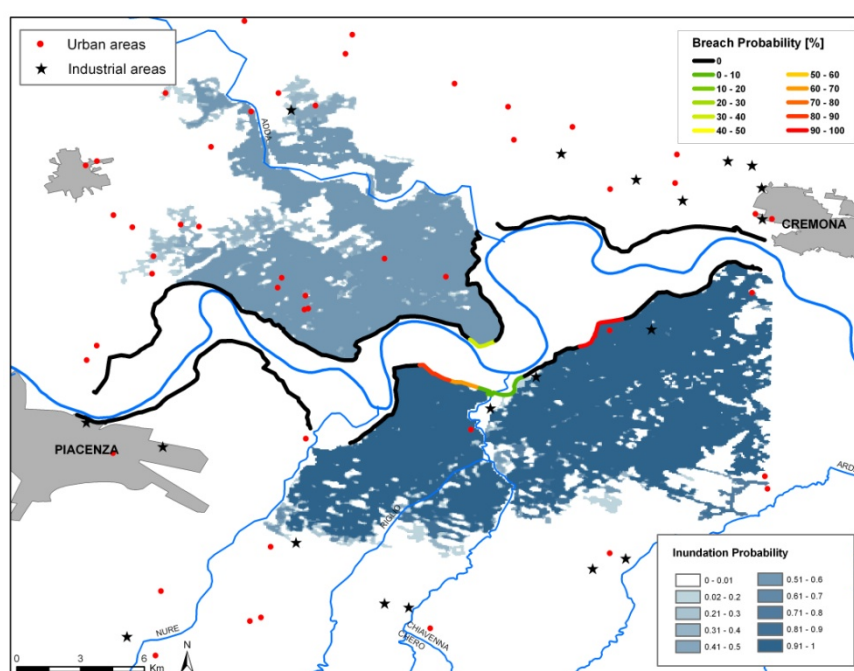


Figura-II 4.7 - Scenario: idrogrammi di piena univariati (condizione al contorno di monte) e scala di deflusso variabile (condizioni al contorno di valle, approccio vincolato); probabilità di cedimento del sistema arginale (scala graduata lungo il contorno fluviale); probabilità di allagamento nelle aree di pianura (scala monocromatica blu).

Lungo il tratto arginale in sinistra idraulica le criticità appaiono limitate e concentrate in un breve tratto arginale a monte della confluenza con il Fiume Adda. Nonostante la presenza di un solo tratto in cui si evidenziano fenomeni di sormonto le aree allagabili in questo compartimento appaiono particolarmente estese. La conformazione altimetrica dell'area allagabile e la presenza del sistema arginale lungo l'Adda favoriscono l'espansione del fronte d'allagamento verso monte ed in direzione nord. In particolare, l'argine del Fiume Adda impedisce la captazione delle acque di allagamento, fungendo come ostacolo al diffondersi delle acque esondate. In merito a tale aspetto vale infine la pena evidenziare la

presenza in Figura-II 4.7 di un'area allagata nei pressi del tratto di monte del Fiume Adda, in sinistra idraulica. Queste aree allagate, non causate da rotture arginali nell'ultimo tratto arginale di Po (a valle della confluenza Adda), sono invece da attribuirsi ad una imprecisione del modello bidimensionale di allagamento. Nello specifico, un errore nella riproduzione altimetrica del sistema arginale dell'Adda provoca l'attraversamento delle acque esondate ed il conseguente allagamento di parte del compartimento a valle dell'affluente.

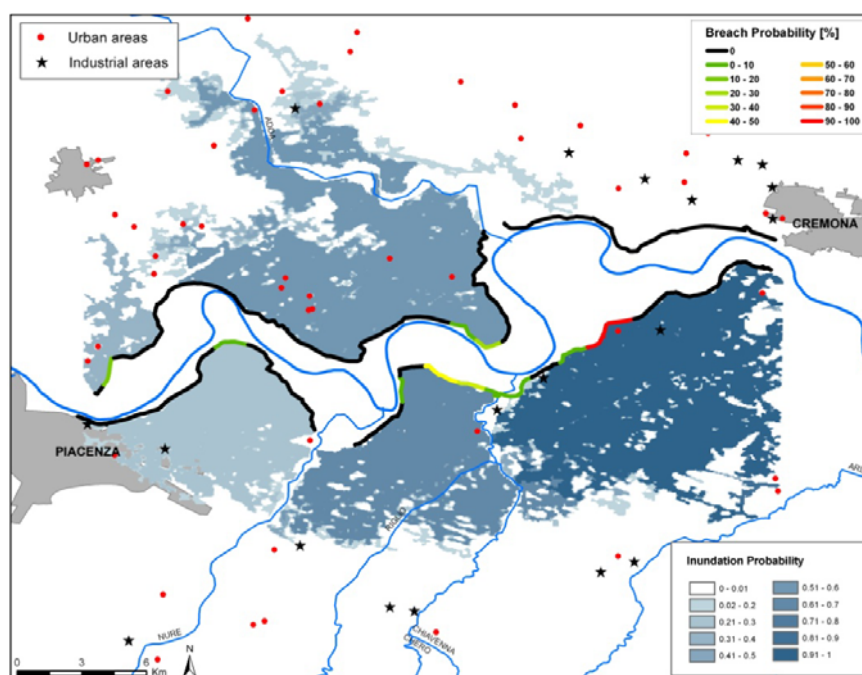


Figura-II 4.8 - Scenario: idrogrammi di piena bivariati (condizione al contorno di monte) e scala di deflusso variabile (condizioni al contorno di valle; approccio vincolato); probabilità di cedimento del sistema arginale (scala graduata lungo il contorno fluviale); probabilità di allagamento nelle aree di pianura (scala monocromatica blu).

La Figura-II 4.8 riporta la mappa di allagamento probabilistica ottenuta nel caso si considerino come condizione al contorno di monte gli idrogrammi di piena duecentennali ottenuti dall'analisi statistica bivariata. Secondo tale approccio, gli idrogrammi di piena utilizzati, seppur tutti riconducibili allo stesso tempo di ritorno, sono caratterizzati da coppie portata di picco-volume di piena diverse tra loro (v. Figura-II 3.26). Analizzando la Figura-II 3.25 si evidenzia come in uno dei 5 scenari adottati a riferimento (punti rossi in figura) la portata di picco sia notevolmente maggiore della portata duecentennale fornita dall'analisi univariata (punti grigi e linea verticale tratteggiata in Figura-II 3.25). A tale valore massimo di portata, che nella schematizzazione bivariata assume un tempo di ritorno di 200 anni, è attribuibile, secondo un'analisi univariata dei soli picchi, un tempo di ritorno di 500 anni.

Tale scelta si traduce evidentemente in un aumento dei tiranti e delle criticità nel tratto di monte del corso d'acqua studiato. Confrontando le criticità arginali, nel caso si adottino gli idrogrammi ottenuti da analisi copula si notano criticità aggiuntive in due sezioni poste nel tratto di monte, mentre le probabilità di rottura si riducono nel tratto centrale. Dato che le brecce arginali osservate sono imputabili nella loro totalità ai fenomeni di sormonto, la formazione di brecce nel tratto di monte appare attribuibile allo scenario di piena avente portata di picco associabile (con l'analisi univariata) ad un tempo di ritorno superiore a 200 anni.

La Figura-II 4.9 mette meglio in evidenza le differenze tra i due casi sopra descritti.

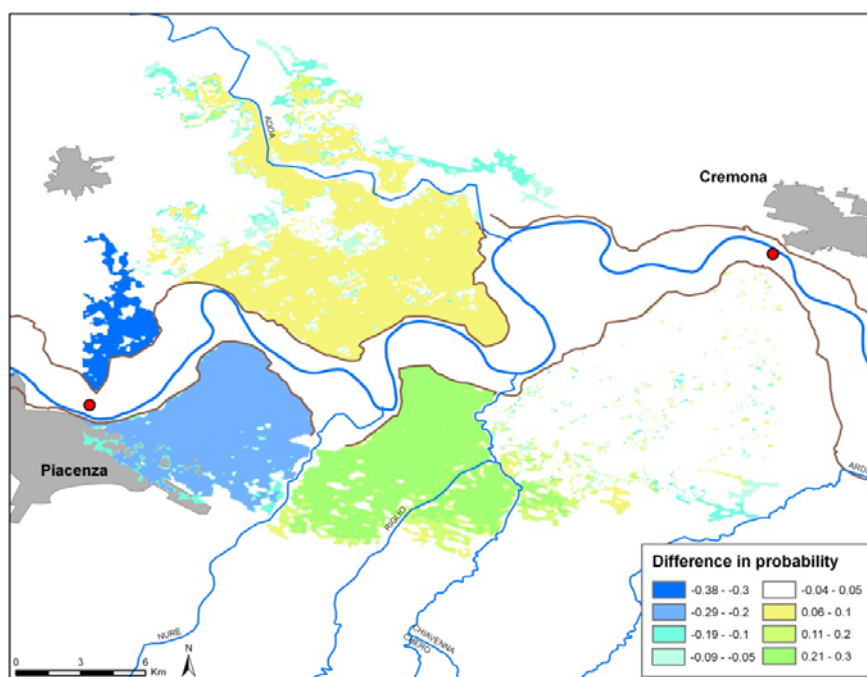


Figura-II 4.9 - Variazioni nella probabilità di allagamento per l'evento $T_r=200$ anni: confronto tra scenari univariati e bivariati; valori positivi indicano maggior probabilità di allagamento nel caso di scenari ottenuti con analisi statistica univariata.

Valori positivi in figura (colori giallo e verde) evidenziano maggiori probabilità di allagamento nel caso di analisi univariata, mentre i valori negativi (scala di blu) sono associabili alle aree allagate solo nel caso si applichi l'approccio bivariato.

Come atteso, la presenza di uno scenario di piena avente picco di portata cinquecentennale causa fenomeni di sormonto nel tratto di monte del corso d'acqua, laddove l'evento ducentennale era invece interamente contenuto entro le arginature. L'effetto di laminazione dovuto alle brecce createsi in questo tratto sgrava in parte il tratto di valle, riducendo le probabilità di cedimento arginale e comportando una riduzione delle probabilità di allagamento (aree gialle e verdi).

Infine, nel tratto conclusivo del corso d'acqua, a seguito delle brecce occorse nei tratti precedenti, la differenza tra i due scenari non è più riscontrabile, risultando in variazioni non significative in termini di pericolosità idraulica.

5 DISCUSSIONE DEI RISULTATI

I risultati riportati hanno messo in evidenza come l'incertezza associabile alla definizione delle condizioni al contorno possa sensibilmente influenzare le valutazioni di pericolosità condotte lungo un tratto fluviale arginato.

In particolare, è emerso come l'adozione di una sola scala di deflusso come condizione al contorno di valle possa risultare in una notevole sovra- o sotto-stima della pericolosità idraulica. Sebbene l'effetto della condizione al contorno si estenda solo per il tratto fluviale prossimo alla sezione di chiusura (tratto di estensione pari a 8-10km nel presente caso studio), considerare o meno l'incertezza connessa alle scale di deflusso porta a sostanziali variazioni in fase di individuazione delle aree a rischio di allagamento.

L'errore di estrapolazione, in particolare, date le elevate portate considerate durante gli eventi di piena, assume una rilevante importanza. L'adozione di misure volte alla riduzione del range di incertezza delle scale di deflusso, ovvero al contenimento dell'errore di estrapolazione, porta ad una notevole riduzione dell'incertezza delle valutazioni condotte. Con riferimento al caso studio, sebbene le risultanze siano strettamente correlate all'area di indagine, l'adozione del metodo vincolato ha ridotto l'influenza delle condizioni al contorno sulla mappatura della pericolosità, limitando le differenze tra il caso di scala di deflusso costante o variabile. Tale circostanza risulta particolarmente significativa quando, ad esempio, per finalità pratiche (i.e. simulazioni in *real time*), non sia possibile ricorrere simulazioni facenti riferimento a diverse scale di deflusso.

Le simulazioni condotte hanno posto in evidenza anche l'effetto della distorsione presente nelle condizioni di valle. A parità di portata in transito nel tronco fluviale, la sovra- o sotto-stima dei corrispondenti livelli idrici comporta rilevanti distorsioni sulla mappatura della pericolosità di cedimento arginale e sull'identificazione delle aree allagabili.

Riferendosi alla valutazione delle probabilità di cedimento arginale si è evidenziato come la pericolosità idraulica nel tratto di interesse sembri essere strettamente correlata ai valori di picco delle portate piuttosto che al volume complessivo di piena. Nonostante l'adozione di idrogrammi caratterizzati da volumi di piena associabili ad elevati tempi di ritorno (v. Figura-II 4.19), il sistema arginale considerato appare a rischio solo per fenomeni di sormonto, non osservandosi alcuna breccia dovuta a fenomeni di sifonamento o di micro-instabilità per filtrazione nel corpo arginale.

Tale circostanza limita i possibili effetti delle condizioni al contorno di monte sulla mappatura della pericolosità idraulica. Essendo le rotte arginali esclusivamente connesse al raggiungimento di elevati tiranti idrici lungo il corso d'acqua, le differenze tra l'adozione di idrogrammi di piena ottenuti da analisi univariata e bivariata sono da ricercarsi nella differenza delle portate di picco, ovvero ridefinite sulla scelta delle combinazioni portata di

picco-volume di piena attuata per la discretizzazione della curva di livello fornita dalla funzione copula per il tempo di ritorno duecentennale.

6 CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE DELLA II PARTE

La seconda parte dell'attività di ricerca è stata dedicata all'analisi della pericolosità di allagamento in aree esterne al sistema arginale. Un limite intrinseco delle applicazioni finalizzate alla modellazione di scenari di allagamento associati ad eventi estremi è costituito, nella maggior parte dei casi, dall'assenza di osservazioni storiche per eventi di analoga intensità (ad es. estensione degli allagamenti, tiranti idrici nelle aree allagate, etc.). In assenza di tali informazioni, la calibrazione dei modelli di allagamento diventa di fatto impossibile, con la conseguenza che la validazione dei risultati ottenuti può soltanto essere di tipo qualitativo. Questo aspetto, unito alla consapevolezza delle numerose incertezze insite nelle valutazioni idrologico-idrauliche, ha portato alla diffusione di approcci probabilistici per la valutazione della pericolosità idraulica, che consentono la valutazione dell'incertezza connessa alla modellistica adottata e alle grandezze idrologiche prese a riferimento.

Il modello IHAM utilizzato nel presente lavoro rappresenta lo stato dell'arte tra le metodologie proposte per la redazione di mappe probabilistiche di pericolosità idraulica lungo un tratto fluviale arginato. Nel caso di studio presentato, il modello è stato applicato al tratto fluviale del Fiume Po compreso tra le città di Piacenza e Cremona ed è stato implementato in un sistema di simulazioni Monte Carlo al fine di valutare l'effetto dell'incertezza nella definizione delle condizioni al contorno di monte e di valle sulla pericolosità idraulica dell'area.

Con riferimento allo scenario di piena duecentennale, le indagini condotte hanno evidenziato rotture arginali conseguenti esclusivamente a situazioni di sormonto delle sommità arginali, mentre non sono state riscontrate brecce conseguenti a fenomeni di sifonamento o di infiltrazione attraverso il corpo arginale. Tali risultanze appaiono solamente in parte corrispondenti alle effettive condizioni di sicurezza offerte dall'attuale sistema difensivo arginale.

Sebbene, infatti, il modello non preveda alcun cedimento per sifonamento attraverso il terreno di fondazione, durante gli eventi di piena maggiormente intensi (i.e. le piene del 1994 e 2000) l'area studio è interessata dalla presenza di fontanazzi. Tali fenomeni, seppur localizzati in punti di locali criticità, rappresentano l'inizio dei fenomeni erosivi che possono portare al collasso dell'arginatura. Ovviamente, dato il pronto intervento messo in atto durante le fasi di piena (ad es. mediante la costruzione di coronelle) questi fenomeni vengono gestiti e controllati, evitando il progredire dei fenomeni di retro-erosione e scongiurando il pericolo di crollo. Soffermandosi in particolare su quest'ultimo aspetto e rifacendosi a quanto riportato alla Sezione-II 3.3.2, la probabilità di crollo per sifonamento appare strettamente legata alla durata dell'evento di piena, ma in particolare, alla velocità di evoluzione del canale erosivo, parametro rispetto al quale le informazioni riportate in

ambito scientifico sono relative solo alle risultanze di limitate prove sperimentali. L'assenza di ulteriori osservazioni di riferimento rende allo stato attuale la calibrazione del modello difficilmente attuabile, anche se, dal confronto con i reali fenomeni osservati durante le piene, le risultanze ottenute sembrano in parte sovrastimare la reale resistenza dei rilevati arginali ai fenomeni di sifonamento.

Queste considerazioni evidenziano l'attuale scarsità di conoscenze sulle dinamiche dei fenomeni di sifonamento, mettendo in risalto alcuni elementi di incertezza ancora presenti nelle valutazioni condotte (es. di incertezza epistemica) e si prestano ad indirizzare le future attività di ricerca. Nella fattispecie del caso studio riportato, la disponibilità di più approfondite e dettagliate evidenze sperimentali in merito alla velocità di evoluzione dei fenomeni di erosione all'interno del corpo arginale porterebbe ad una maggior precisione ed affidabilità nella capacità previsionale del modello applicato.

Maggior corrispondenza con la realtà si riscontra invece in quanto rappresentato dal modello in merito ai fenomeni di infiltrazione attraverso il corpo arginale. La notevole estensione trasversale del sistema arginale garantisce buone condizioni di sicurezza, intercettando le acque di piena ed evitando la venuta a giorno delle acque di infiltrazioni lungo il paramento lato campagna. Tali risultanze appaiono in linea con le informazioni disponibili per il tratto di interesse, per il quale i fenomeni di micro-instabilità osservati durante gli eventi a maggior intensità sono alquanto limitati.

Anche in questo contesto, la limitata conoscenza della composizione litologica dei rilevati arginali rappresenta un limite per la capacità previsionale del modello. Rifacendosi all'analisi delle dinamiche di infiltrazione riportate alla Sezione-II 3.3.3, la probabilità cedimento arginale per micro-instabilità risulta fortemente legata alla permeabilità del rilevato arginale. Ne consegue che, anche in questo caso, l'eventuale disponibilità di informazioni dettagliate e spazialmente distribuite in merito a tale parametro permetterebbe una più attendibile e accurata valutazione delle reali condizioni di pericolosità dell'attuale sistema difensivo arginale.

PARTE III -

*STRATEGIE DI INTERVENTO PER LA GESTIONE
DEL RISCHIO ALLUVIONALE RESIDUALE LUNGO
L'ASTA PRINCIPALE DEL FIUME PO*

1 INTRODUZIONE

Nell'arco dell'ultimo decennio in Europa si sono registrati numerosi eventi di piena particolarmente intensi, che in alcuni casi hanno prodotto effetti catastrofici (v. ad esempio gli allagamenti del 2002 in Europa Centrale, i casi di flash-flood nel Regno Unito nel 2004 e 2007, o i disastrosi eventi verificatisi nel 2011 in Liguria e Sicilia). Tali episodi hanno alimentato la comune percezione di un crescente rischio idraulico nel continente Europeo (v. ad es. European Environment Agency, 2005; Merz et al., 2007; Wilby et al., 2008). I cambiamenti ambientali occorsi negli ultimi decenni (v. ad es. modifiche nell'uso del suolo, cambiamenti climatici, gestione fluviale inaccurata) possono infatti causare un maggior apporto di volumi idrici alla rete fluviale in occasione degli eventi di piena più significativi e, nel contempo, ridurre l'officiosità idraulica delle sezioni fluviali comportando, a scala locale, un aumento delle probabilità di allagamento (Brath et al., 2003, Di Baldassarre et. al, 2009a; v. pannello sinistro Figura-III 1.1).

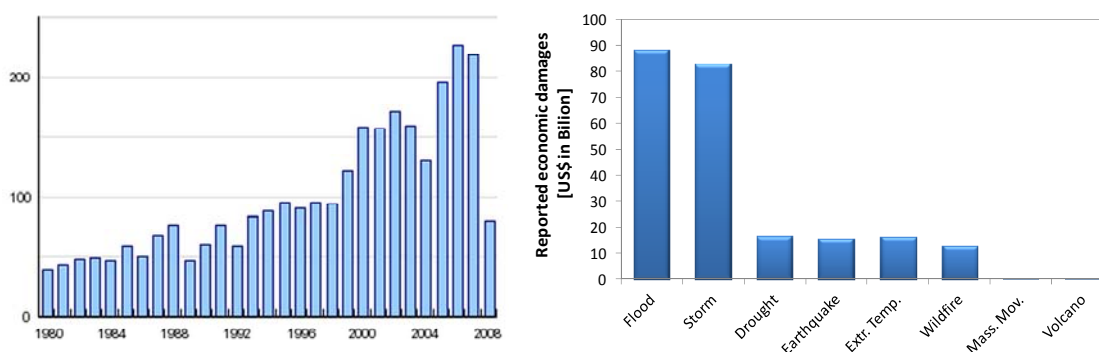


Figura-III 1.1 - Pannello sinistro: numero di eventi alluvionali (floods e flash floods) registrati nel mondo nel periodo 1980-2008 (<http://www.preventionweb.net>); pannello destro: danni economici registrati per i diversi eventi catastrofici naturali osservati in Europa nel periodo 1990-2011 (www.emdat.be; OFDA/CRED International Disaster Database, Université Catholique de Louvain, Brussels).

Negli ultimi due secoli si è assistito, specie per i più importanti corsi d'acqua, ad un continuo potenziamento (c.d. adeguamento in quota e prolungamento) dei sistemi arginali posti a protezione degli abitati e dei centri produttivi localizzati nelle aree allagabili (Janssen e Jorissen, 1997; Di Baldassarre et al., 2009a). Detto rialzo arginale può costituire un elemento di un circolo vizioso, dal momento che, proprio a causa del potenziamento del sistema arginale, la comunità avverte una crescente condizione di sicurezza, gli investimenti nelle aree allagabili tendono a crescere e con essi il rischio idraulico, inteso come danno atteso (v. Figura-III 1.1). Con il termine "*levee effect*" Tobin (1995) ha messo in evidenza il fenomeno secondo il quale, mentre da una parte il sistema arginale riduce la percezione del

rischio aumentando la protezione da frequenti eventi di allagamento, dall'altra, promuovendo lo sviluppo economico nelle aree a rischio, aumenta la vulnerabilità delle stesse in caso di evento di elevata magnitudo. Allo stesso modo, all'aumentare delle quote di sommità arginale, aumenta il potenziale tirante idrico e quindi i potenziali danni in caso di crollo delle arginature (v. ad es., Di Baldassarre et al., 2009a; Vis et al., 2003; Castellarin et al., 2010).

L'alternativa al tradizionale rialzo arginale è dunque rappresentata da un aumento dello spazio a disposizione del corso d'acqua durante gli eventi di piena particolarmente intensi (v. ad es., "Room-for-River", Hooijer et al., 2004; "space for water" DEFRA 2004/5, Making Space for Water: Developing a New Government Strategy for Flood and Coastal Erosion Risk Management in England. <http://www.defra.gov.uk>). Numerose sono le possibili soluzioni proposte in letteratura: riposizionamento del sistema arginale, realizzazione di scolmatori e diversivi, abbassamento in quota dei piani golenali, allagamenti controllati all'esterno delle arginature maestre (v. Figura-III 1.2; Silva et al., 2001). Tali interventi sono tutti vincolati all'identificazione di opportune aree da destinare al temporaneo stoccaggio, o al deflusso, di volumi idrici durante gli eventi di piena più significativi, attraverso i quali ottenere una maggior laminazione dell'onda di piena o un aumento dell'efficienza idraulica globale del corso d'acqua.

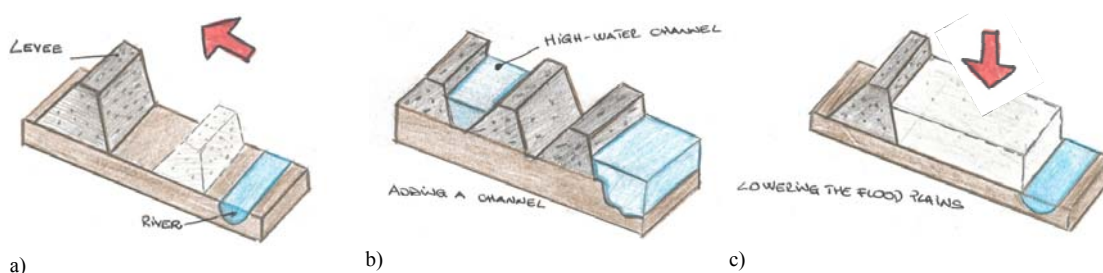


Figura-III 1.2 - Schemi funzionali dei possibili interventi strutturali per la mitigazione del rischio idraulico: a) riposizionamento degli argini principali; b) raddoppi, diversivi o scolmatori di piena; c) abbassamento delle quote golenali.

Il presente studio si concentra sul Fiume Po (v. Figura-III 1.3) e, con riferimento a tali tematiche, illustra la messa a punto di uno strumento utilizzabile su ampia scala geografica per definire e mettere a confronto diversi scenari di allagamento controllato per eventi di piena al limite della prevedibilità (Maione et al., 2003; Castellarin et al., 2011b) in aree esterne al sistema arginale principale, questione tutt'altro che semplice da affrontare sia sul piano tecnico, che su quello socioeconomico.

Le aree allagabili poste in prossimità dei rilevati arginali, specie lungo i principali corsi d'acqua, sono spesso altamente antropizzate e caratterizzate da un tessuto sociale, industriale ed economico di primaria importanza. La definizione di politiche ottimali di gestione degli eventi al limite della prevedibilità che impieghino allagamenti controllati

appare pertanto gravata da problematiche complesse di natura sia tecnica che socioeconomica. Non fa eccezione la vasta porzione di Pianura Padana potenzialmente inondabile dal Fiume Po ove, infatti, dimorano circa sedici milioni di persone e si concentrano il 55% del patrimonio zootecnico italiano, il 35% della produzione agricola ed il 37% delle industrie (v. AdB-Po, 2009). L'individuazione, esternamente alle arginature maestre, delle aree più idonee per realizzare un temporaneo accumulo di volumi idrici in seguito alla laminazione controllata dell'evento di piena è un processo complesso che si compone di diversi *step*. Inizialmente si dovrà condurre un'analisi a scala globale, adottando strumenti di indagine necessariamente approssimati. Preliminarmente individuate a grande scala spaziale le zone potenzialmente idonee, verranno condotte indagini ulteriori, questa volta a scala ridotta e caratterizzate da un maggior dettaglio, per una valutazione puntuale delle condizioni di pericolosità e di rischio idraulico, che tengano conto delle effettive dinamiche di allagamento e della vulnerabilità di dette aree. Attraverso tali indagini mirate potranno anche essere predisposte eventuali misure di riduzione della vulnerabilità stessa, quali ad esempio il potenziamento dell'efficacia del sistema idrico minore per il collettamento e l'allontanamento delle acque esondate.



Figura-III 1.3 - Esondazioni storiche del Fiume Po. Sinistra: allagamento nei pressi di Casale Monferrato durante la piena dell'Ottobre 2000. Destra: allagamento nei pressi di Colorno (Parma) a seguito della piena del 1951 (AdB-Po, 2009).

In questo contesto, con riferimento al tratto medio-inferiore del Fiume Po, il presente studio sviluppa un modello idraulico quasi-bidimensionale (quasi-2D) e ne valuta l'applicabilità e l'efficacia come strumento per condurre indagini su ampia scala geografica finalizzate alla definizione ed al confronto di diverse strategie di gestione e mitigazione del rischio idraulico residuale associato al verificarsi di eventi di piena al limite della prevedibilità (c.d., tempo di ritorno stimabile in ~500 anni). La Figura-III 1.4 riporta il tratto fluviale di Po considerato, da Isola S. Antonio a Pontelagoscuro, per un'estensione complessiva pari a ~350km. Il corso d'acqua è caratterizzato da un canale principale, avente larghezza variabile tra 200 e 500m, e da un complesso sistema di golene laterali, di larghezza trasversale variabile tra 200m e 5km, confinato dal sistema arginale principale. Le

golene in molti casi sono densamente coltivate e protette dagli allagamenti associati agli eventi di piena più frequenti mediante un complesso sistema di argini golenali, che limitano l'applicabilità dei modelli puramente monodimensionali per la simulazione di eventi di piena significativi (v. riquadro in Figura-III 1.4; Castellarin et al., 2011b). La Figura-III 1.5 riporta inoltre il tratto arginato del corso d'acqua evidenziando le aree a potenziale rischio di allagamento per eventi particolarmente intensi, aventi un'estensione complessiva pari a circa $6.1 \cdot 10^3 \text{ km}^2$ (AdB-Po, 1999). Tali aree, esterne alle arginature maestre di Po e denominate "Fascia C" sono state individuate dall'Autorità di Bacino del Fiume Po (AdB-Po, www.adbpo.it) come l'inviluppo complessivo delle aree potenzialmente allagabili in caso di evento di piena superiore allo scenario di riferimento per il sistema arginale (i.e. evento duecentennale) o in caso di crollo delle arginature. La Fascia C fa parte di un complesso gerarchico di tre fasce fluviali, annidate le une dentro le altre, denominate, dall'interno verso l'esterno Fascia A, Fascia B e Fascia C. La Fascia A rappresenta l'area di deflusso idrico per le piene più ricorrenti, mentre la Fascia B, delimitata dal sistema di arginature principali, è costituita dalle aree allagabili per eventi di piena fino a tempi di ritorno di 200 anni (v. riquadro Figura-III 1.4).

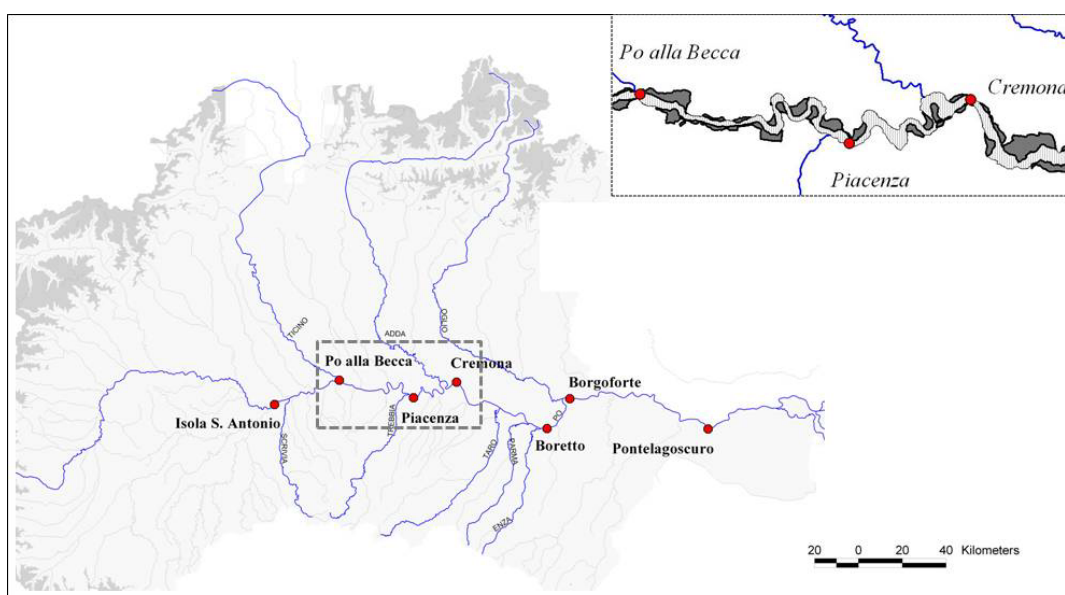


Figura-III 1.4 - Bacino del Fiume Po e rete idrografica principale (in blu gli affluenti principali di Po considerati nel modello); riquadro: fascia fluviale A (grigio chiaro) e golene protette lungo il tratto compreso tra la sezione Po alla Becca e la sezione Cremona (grigio scuro).

Appare del tutto evidente che per una corretta mappatura della pericolosità e del rischio idraulico sia necessario disporre di strumenti in grado di riprodurre nel miglior modo possibile il reale funzionamento idraulico del corso d'acqua e le dinamiche di allagamento. Un contributo a questo proposito è evidentemente fornito dalla crescente disponibilità di informazioni topografiche di dettaglio (con risoluzione spaziale fino a $\sim 1\text{m}$, v. ad es.

LiDAR, Mason et al., 2003), rese fruibili dalle moderne tecniche di osservazione satellitare, e facilmente trasferibili nelle applicazioni idrauliche per una dettagliata riproduzione della geometria fluviale (v. Castellarin et al., 2009). L'insieme di queste informazioni di dettaglio, la diffusione di strumenti GIS (Geographic Information System), nonché la sempre crescente capacità di calcolo disponibile hanno spinto il mondo scientifico verso lo sviluppo di modelli numerici a sempre maggior complessità. Numerosi sono infatti i modelli matematici proposti in letteratura per la rappresentazione delle dinamiche di allagamento. Essi possono essere classificati a seconda del grado di complessità e dello schema computazionale adottato (i.e., modelli quasi bidimensionali, o quasi-2D; 2D *raster-based* model; modelli puramente bidimensionali agli elementi finiti, ai volumi finiti, ecc.; v. Brath e Di Baldassarre, 2006). Tuttavia, ad oggi appaiono ancora assenti linee guida per la definizione e la scelta della modellistica ottimale nell'ambito della mappatura del rischio idraulico (v. ad es. Werner e Lambert 2007, Tayefi et al. 2007, Alho and Aaltonen 2008, Bohorquez and Darby 2008).



Figura-III 1.5 - Tratto studiato del Fiume Po, da Isola S. Antonio a Pontelagoscuro (~350km), e comparti della Fascia C (aree grigie numerate).

Nello specifico, la letteratura scientifica riporta diversi confronti tra le performance di modelli a differente complessità (monodimensionali, quasi-2D e 2D) nella riproduzione di scenari di allagamento fluviale (v. Horritt e Bates, 2002; Bates, 2004; Aureli et al., 2006; Brath e Di Baldassarre, 2006), che evidenziano come modelli semplificati 1D e quasi-2D abbiano performance paragonabili a quelle di modelli puramente bidimensionali quando siano basati su informazioni topografiche di dettaglio e la loro calibrazione venga condotta con riferimento ad eventi storici significativi. Come è facile attendersi, invece, nel caso di geometrie fluviali particolarmente complesse o allagamenti in aree urbane, il ricorso alla modellistica 2D risulta quanto mai necessario. D'altra parte, i modelli quasi-2D, che sono evidentemente più facili da implementare e computazionalmente più efficienti dei modelli 2D, vantano tuttora frequenti impieghi nella riproduzione di eventi di allagamento. Di fatto, la scelta della modellistica numerico-idraulica più appropriata per la valutazione della pericolosità e del rischio idraulico deve tener in considerazione diversi aspetti, non ultimi

l'accuratezza dell'informazione topografica, l'affidabilità delle condizioni al contorno e dei dati di calibrazione, nonché la finalità perseguita dallo studio (v. Castellarin et al. 2011a e 2011b; Domeneghetti et al., 2011).

Alla luce di queste considerazioni e considerata l'ampia scala spaziale di interesse nel caso specifico (intero corso medio-inferiore del Fiume Po), si ritiene che un modello di tipo quasi-2D possa essere utilmente applicato nella definizione e valutazione di misure di allagamento controllato. La verifica di tale supposizione costituisce l'obiettivo primario della presente indagine.

2 MODELLO IDRAULICO

Nello svolgimento della presente attività di studio si è ricorsi all'implementazione di un modello idraulico quasi bidimensionale (quasi-2D) per la simulazione delle dinamiche del tratto fluviale di interesse, facendo ricorso al noto programma di calcolo Hec-Ras (HEC, 2001). Come si nota confrontando l'attuale area di studio (v. Figura-III 1.4) con quella analizzata in precedenza nella prima parte (Parte I del presente documento; v. Figura-I 3.1), il tratto fluviale ora considerato appare più esteso, utilizzando come sezione di monte la sezione fluviale di Isola S. Antonio. Ne consegue che le informazioni utilizzate (ad es. sezioni fluviali, DEM, cartografia, etc.) e le modalità di costruzioni dei due modelli sono comuni. A titolo di completezza si riporta di seguito una breve descrizione delle caratteristiche del modello e dell'area di studio, rimandando alla prima parte (v. Sezione-I 0) per maggiori dettagli sulle tecniche di implementazione.

2.1 Costruzione del modello

Come visto in precedenza, l'Autorità di Bacino del Fiume Po (AdB-Po), competente per la gestione dell'intero bacino del Po, a partire dall'anno 2005 si è dotata di un modello digitale delle quote del terreno (Digital Terrain Model, DTM) a passo 2m per tutto il tratto compreso tra gli argini maestri dell'asta medio-inferiore di Po, tra la confluenza Ticino e l'incile del Po di Goro (~350km). Dove possibile la geometria fluviale è stata interamente estratta dal modello digitale del terreno, così come la delimitazione delle golene protette è stata realizzata identificando l'andamento plano-altimetrico degli argini golenali dal LiDAR. Il modello idraulico riproduce la geometria del corso d'acqua e delle golene laterali non protette mediante sezioni trasversali direttamente estratte dal DEM, adottando il principio di oggettività (v. ad es. Castellarin et al., 2010) e seguendo le prescrizioni riportate in letteratura per la definizione della distanza tra le sezioni fluviali (Samuels, 1990; Castellarin et al., 2009). Le aree golenali difese da frequenti allagamenti grazie alla presenza di un sistema di argini minori (c.d. argini golenali) vengono invece modellate come aree di accumulo laterali (storage area), connesse tra loro e al corso d'acqua mediante un complesso sistema di sfioratori laterali le cui quote sono direttamente estratte dal modello digitale del terreno (v. Castellarin et al., 2010).

Data l'assenza di un rilievo altimetrico di dettaglio per le aree allagabili esterne alle arginature maestre (Fascia C; v. Figura-III 1.5) e, ancor più importante, l'incertezza associata alla semplice schematizzazione adottata per tali aree, per la loro descrizione altimetrica si è adottato un modello digitale del terreno di media risoluzione planoaltimetrica. Nello specifico si è ricorso al modello digitale SRTM DEM (Shuttle Radar

Topography Mission), con risoluzione 90m, reso disponibile da CGIAR-CSI (Consortium for Spatial Information, www.cgiar-csi.org). Schumann et al. (2009) hanno di recente analizzato gli sviluppi del mondo scientifico nell'ambito dell'impiego delle risorse offerte dalle tecniche di remote sensing in ambito idrologico, mettendo in evidenza come, nonostante una distorsione altimetrica che può raggiungere in certi casi anche i ~5.5m (Brown et al., 2005), l'SRTM DEM risulta largamente impiegato in applicazioni idrologiche (v. per es., Le Favour e Alsdorf, 2005; Kiel et al., 2006; Hunter et al., 2005). Come per le golene protette, anche i compartimenti della Fascia C sono modellati come aree di accumulo laterali, connesse all'alveo principale o alle golene protette mediante sfioratori laterali che riproducono le quote del sistema arginale principale come riprodotte dal DEM a risoluzione 2m.

Secondo un principio di parsimonia il modello utilizza un solo parametro di scabrezza per le aree golenali non protette, e nove diversi coefficienti di scabrezza per l'alveo inciso lungo i vari tratti a diverse caratteristiche geomorfologiche individuati lungo il corso d'acqua (Castellarin et al., 2010). Tale suddivisione prende spunto da precedenti indagini condotte sul medesimo tratto fluviale (v. ad es. Magis.Po - SIMPO, 1982 e 1984, Consorzio Italcopo, 2002) ed è stata integrata ed aggiornata alla luce delle recenti informazioni di dettaglio resesi disponibili sulla medesima area (LiDAR ed ortofoto dell'area di studio).

2.2 Calibrazione del modello

La calibrazione dei coefficienti di scabrezza è stata condotta da Castellarin et al. (2010) riferendosi alle informazioni registrate durante l'evento di piena dell'Ottobre 2000. Come sottolineato in occasione delle precedenti fasi di calibrazione riportate nel presente lavoro (v. Sezione-I 0, Sezione-II 3.4) il ricorso alla piena del 2000 è giustificato sia dalla severità dell'evento (tempo di ritorno stimato in circa 50 anni), che dalla mole di informazioni idrologiche osservate durante l'evento stesso (ad es., livelli idrometrici osservati durante l'evento in corrispondenza di alcune sezioni strumentate lungo il corso del fiume, dinamiche di allagamento delle golene protette, picchi di piena osservati nelle varie sezioni, ecc.). Data l'entità dell'evento di piena, la quasi totalità del sistema di arginature argini è stata sormontata, comportando l'allagamento del sistema di golene difese. Tale condizione rende lecito ritenere che il modello calibrato rispetto ad un evento di piena come quello osservato nell'Ottobre del 2000 sia in grado di fornire una stima accurata della capacità idraulica del corso d'acqua ed un'affidabile rappresentazione del comportamento idraulico del Po per eventi di piena di simile o di maggior magnitudo.

Le condizioni al contorno utilizzate dal modello quasi-2D sono costituite dall'idrogramma di piena riprodotto ad Isola S. Antonio (sezione di monte, v. Figura-III 2.1 e Figura-III 1.5), dall'andamento delle altezze idriche misurate alla sezione di Pontelagoscuro (sezione di valle, v. Figura-III 1.5), e dagli afflussi laterali considerati sotto

forma di immissioni laterali concentrati in corrispondenza dei principali affluenti (v. Figura-III 1.4). I coefficienti di Manning utilizzati per l'alveo principale e per le golene indifese sono stati identificati in modo da ottimizzare la performance del modello nel riprodurre: i) l'andamento temporale dei tiranti idrici e del massimo valore raggiunto in corrispondenza di sette stazioni idrometriche intermedie distribuite lungo il tratto modellato del Fiume Po; ii) i massimi livelli di piena raggiunti in corrispondenza di tutte le sezioni trasversali del corso d'acqua; iii) le dinamiche di allagamento delle golene protette (istante di inizio allagamento e volume-livello idrico raggiunto all'interno di ogni golena difesa, v. Castellarin et al., 2010). I valori dei coefficienti di scabrezza di Manning calibrati per i nove tratti omogenei individuati appaiono simili tra loro e prossimi al valore medio: $0,04\text{s}\cdot\text{m}^{-1/3}$ (calcolato come media pesata dei vari coefficienti di scabrezza in funzione della lunghezza dei vari tratti omogenei). Per le aree golenali non protette si è adottato un coefficiente di scabrezza di Manning pari a $0,10\text{s}\cdot\text{m}^{-1/3}$.

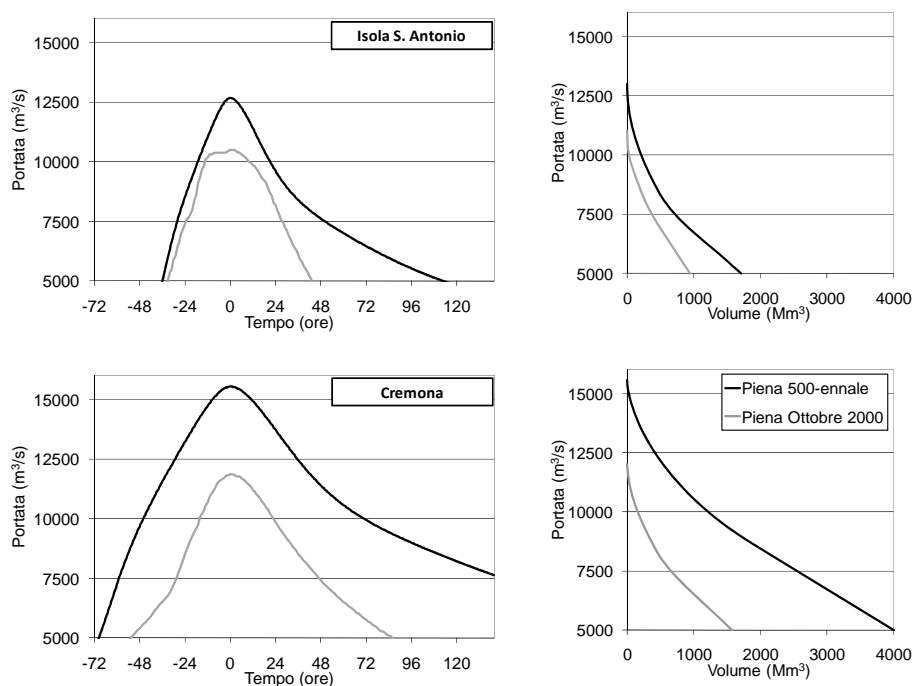


Figura-III 2.1 - Idrogrammi di piena sintetici con tempo di ritorno cinquecentennale (tratto nero) e idrogrammi osservati durante la piena dell'Ottobre 2000 (tratto grigio) a Isola S. Antonio (in alto) e Cremona (in basso) (sinistra: idrogrammi di piena; destra: portata-volumi di laminazione ideale).

3 SIMULAZIONI NUMERICHE

Il modello quasi-2d calibrato è stato quindi utilizzato come strumento per la valutazione preliminare di robuste strategie di mitigazione del rischio idraulico associato all'evento di piena con assegnato tempo di ritorno di 500 anni.

Di seguito vengono presentate le diverse configurazioni geometriche considerate per il sistema di argini maestri del Fiume Po ed indagate nelle successive analisi.

3.1 Configurazioni analizzate

Nel presente studio sono state analizzate tre diverse configurazioni geometriche relativamente al sistema arginale principale del Fiume Po. Le tre configurazioni analizzate possono essere sintetizzate come di seguito:

- NOVERTOP: nessun sormonto arginale è consentito; l'evento estremo di piena in questo caso non produce alcun fenomeno di sormonto arginale; la configurazione NOVERTOP riproduce di fatto la condizione di un sistema arginale adeguato in quota allo scenario 500-ennale;
- BREACHBL: prevede il cedimento del sistema difensivo a seguito del sormonto e conseguente erosione superficiale. L'evento di piena 500-ennale, in questo caso, è simulato in una configurazione geometrica che riproduce le condizioni attuali relativamente all'efficienza idraulica del fiume ed alla stabilità del sistema arginale (nessuna ipotesi di rinforzo arginale è presa in considerazione);
- NOBREACH: i fenomeni di sormonto sono simulati in assenza di erosione e conseguente crollo arginale; tale configurazione corrisponde ad una condizione ipotetica di consolidamento dei tratti critici del sistema di arginature maestre (ipotesi di allagamento controllato).

La configurazione NOVERTOP di fatto rappresenta l'applicazione della tradizionale strategia di difesa (i.e., potenziamento del sistema arginale) per lo scenario di piena 500-ennale. Come in precedenza anticipato sono numerose le ragioni che ostacolo l'adozione di questa strategia difensiva. Se dal punto di vista tecnico i raggiunti limiti di stabilità del rilevato arginale rendono in molti casi difficile un'ulteriore innalzamento in quota (in alcuni punti gli argini attuali superano i 10m di altezza), dal punto di vista di tipo socio-economico l'innalzamento del sistema arginale alimenta il fenomeno del c.d. "*levee effect*" (Tobin, 1995), proteggendo il territorio rispetto ad un determinato evento di riferimento, ma aumentando al contempo il danno atteso, e quindi il rischio, per eventi a magnitudo

superiore a quello di riferimento. Nonostante tali considerazioni, essendo questa tipologia di intervento la tradizionale tecnica di protezione dal rischio idraulico, la configurazione NOVERTOP viene utilizzata nel presente studio come configurazione di riferimento.

La configurazione geometrica BREACHBL si propone di fornire una rappresentazione fedele delle attuali condizioni del sistema difensivo lungo il Po, che non contempla una strategia di gestione del rischio idraulico residuale associato ad un evento di piena 500-ennale. In tale configurazione il sormonto arginale è ammesso dal momento del raggiungimento in alveo, o nelle aree golenali, di livelli idrici superiori alle quote di sommità del sistema arginale. Le attuali arginature in terra, non essendo progettate per resistere alla tracimazione e alla conseguente erosione provocata dal deflusso della vena stramazzante sono destinate a crollare, formando brecce arginali anche di notevoli dimensioni (v. ad es. Govi e Turitto, 2002). La configurazione BREACHBL prevede la possibilità di avere simultaneamente la formazione di diverse brecce arginali lungo il corso d'acqua, mentre la loro grandezza è stimata considerando le caratteristiche delle rotte storiche osservate lungo le arginature del Fiume Po (v. ad es. Govi e Turitto, 2000; Di Baldassarre et al., 2009a, Figura-III 3.1). Nello specifico del presente studio si è adottato un approccio di tipo deterministico per la definizione della rotta arginale, assumendo, in caso di sormonto arginale, la formazione di una breccia arginale caratterizzata da un tempo di formazione pari a 3 ore dall'istante di inizio del sormonto, dimensione massima di 400m ed una profondità totale al termine della sua evoluzione pari alla differenza di quota tra la sommità arginale e la quota più alta tra piano golenale e terreno lato campagna.

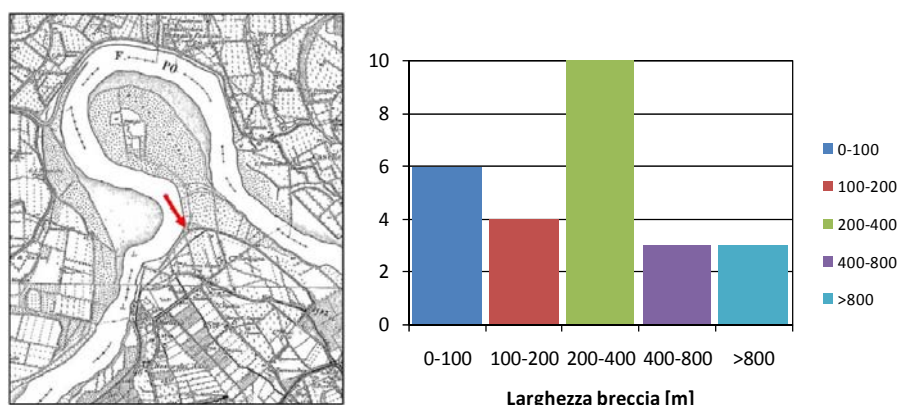


Figura-III 3.1 - Rotte storiche delle arginature maestre di Po. Sinistra: esempio di ubicazione di rotta storica lungo il Po (rotta di Pontone-PC, 1926); destra: distribuzione di frequenza campionaria delle dimensioni caratteristiche delle brecce osservate tra il 1800 ed il 1951 (estratte dall'archivio redatto da Govi e Turitto, 2000).

La localizzazione delle brecce è stata condotta mediante una procedura iterativa che richiede una serie di successive simulazioni dello scenario di piena 500-ennale secondo la procedura di seguito descritta:

- una prima simulazione viene condotta per identificare il primo punto lungo l'asta fluviale in cui avviene il sormonto arginale;
- una successiva simulazione viene eseguita prevedendo la formazione della breccia arginale nel punto precedentemente individuato;
- il risultato di questa simulazione viene analizzato al fine di identificare ulteriori condizioni di criticità per sormonto lungo l'intero sviluppo longitudinale del corso d'acqua;
- questa procedura viene ripetuta aggiungendo ad ogni iterazione un'ulteriore breccia arginale fintanto che nessuna ulteriore condizione di sormonto possa essere individuata lungo l'intero corso d'acqua.

La configurazione NOBREACH, infine, considera il caso di rinforzo del sistema arginale, ipotizzando la condizione in cui i tratti arginali considerati a rischio di esondazione siano localmente rinforzati per resistere ai fenomeni erosivi connessi ad un eventuale sormonto. Nello scenario NOBREACH pertanto il numero e la posizione dei compartimenti allagati della Fascia C dipende esclusivamente dall'attuale quota del sistema arginale e non da alcuna strategia basata sulla gestione del rischio. Questa configurazione, seppur irrealistica data la notevole estensione del sistema arginale che dovrebbe essere rinforzato, fornisce tuttavia una chiara indicazione del volume di piena che richiede di essere gestito, e temporaneamente invasato, in aree esterne al corso d'acqua, fornendo un'informazione di fondamentale importanza per la predisposizione di strategie di mitigazione del rischio residuale di allagamento mediante laminazione controllata in caso di evento di piena 500-ennale.

3.2 Scenario di piena di riferimento

Come anticipato in precedenza, nel presente lavoro si è fatto riferimento ad un singolo evento di piena avente tempo di ritorno stimato di 500 anni (nel seguito indicato come Tr500), definito al fine di riprodurre un evento di piena particolarmente intenso, avente un tempo di ritorno 500-ennale, sia in termini di picco di piena che in termine di volume, lungo l'intero tratto medio-inferiore del Fiume Po. Di seguito si riporta brevemente la modalità adottata per la definizione di tale scenario di riferimento lungo l'intera asta del Fiume Po, rimandando agli studi citati per maggiori approfondimenti sulla definizione dei picchi e degli idrogrammi di piena.

DIAR (2001) e Italcopo (2002), infatti, riportano le onde sintetiche di piena con tempi di ritorno 200 e 500 anni stimate mediante l'approccio proposto da Maione et al. (2003) alle stazioni idrometriche di Isola S. Antonio (sezione di monte), Pontelagoscuro (sezione di valle), ed in 4 stazioni intermedie. La Figura-III 2.1 riporta gli idrogrammi di piena stimati

per l'evento 500-ennale dal DIIAR (2001) alla sezione di Isola S. Antonio e Cremona assieme agli idrogrammi osservati durante la piena del 2000. Per tutte le simulazioni condotte si è utilizzata come condizione al contorno di valle la scala di deflusso disponibile alla sezione di Pontelagoscuro.

Lo scenario Tr500 è stato riprodotto lungo il tratto di corso d'acqua di interesse riferendosi alle onde di piena fornite dal DIIAR (2001) simulate con la configurazione geometrica NOVERTOP (sormonto impedito lungo l'intera asta fluviale) e seguendo una procedura iterativa. Mediante tale procedura è stato possibile identificare gli idrogrammi sintetici da utilizzare come condizioni al contorno per i maggiori affluenti del Fiume Po (Scrivia, Ticino, Trebbia, Adda, Taro, Parma, Enza, Oglio; Figura-III 1.4).

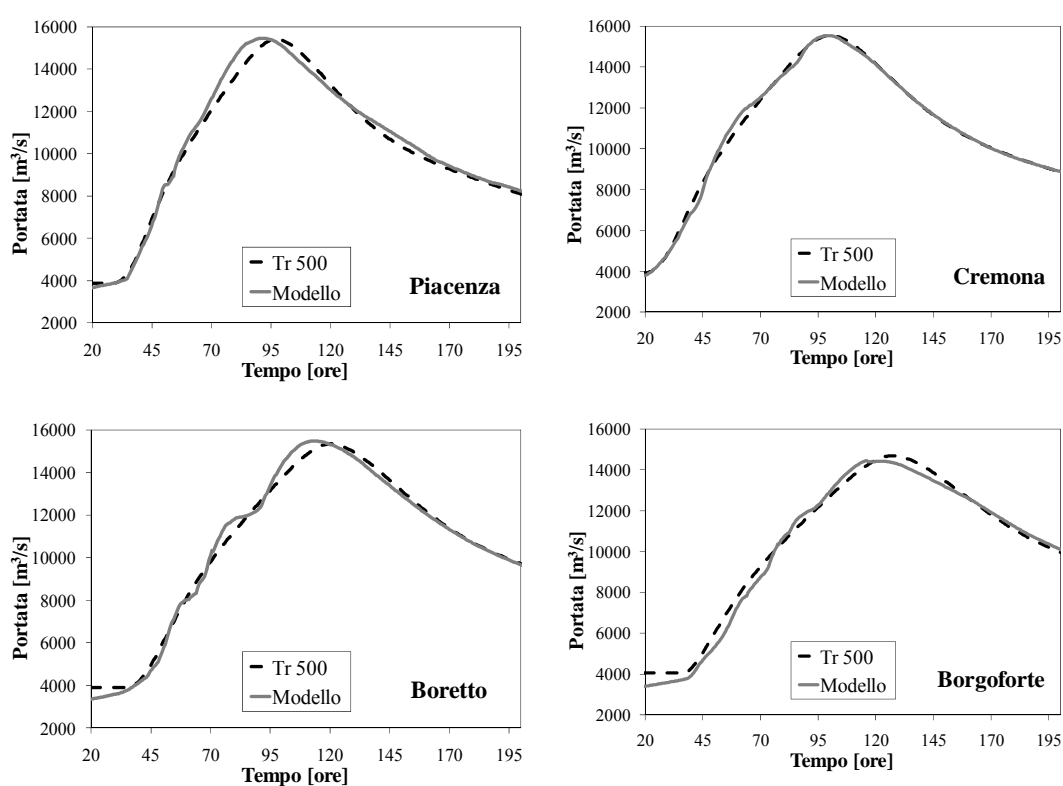


Figura-III 3.2 - Riproduzione dello scenario idrologico di riferimento, evento 500-ennale: confronto tra l'idrogramma di piena simulato (linea grigia continua) e l'idrogramma sintetico di riferimento (linea nera tratteggiata, v. DIIAR, 2001) per 4 sezioni intermedie lungo il tratto studiato del Fiume Po.

I risultati ottenuti per questi ultimi in termini di portata di picco e volume appaiono plausibili e proporzionati rispetto ai bacini contribuenti dei vari affluenti. Gli idrogrammi di piena riprodotti dal modello per la sezione di Pontelagoscuro e per le altre 4 stazioni intermedie appaiono praticamente coincidenti con gli idrogrammi sintetici riportati dal DIIAR (2001) per le medesime sezioni. Il confronto tra alcuni degli idrogrammi simulati e quelli sintetici è riportato in Figura-III 3.2. Lo scenario idraulico così predisposto (Tr500) è stato utilizzato per le diverse configurazioni geometriche NOVERTOP, BREACHBL e NOBREACH.

4 ANALISI E DISCUSSIONE DEI RISULTATI

Con riferimento alla configurazione NOVERTOP, la Figura-III 4.1 fornisce una stima dell'innalzamento arginale necessario a prevenire qualsiasi esondazione nelle aree esterne alle arginature maestre del Fiume Po nel caso di evento di piena 500-ennale.

Il risultato esposto mette in evidenza che nel caso in cui si voglia garantire il contenimento dell'evento di piena 500-ennale entro i confini del sistema fluviale sono necessari diffusi interventi di adeguamento in quota. Circa il 74% dell'intero sistema arginale analizzato appare inadeguato, richiedendo un intervento di rialzo della sommità in alcuni casi superiore a 3.5m. Vale la pena di evidenziare che, sebbene l'estensione del tratto fluviale analizzato nello studio sia di ~350km, l'informazione percentuale che se ne desume deve essere riferita ad entrambi i lati del corso d'acqua (il livello idrico di piena in molti casi supera la sommità sia del rilevato arginale destro e sinistro) nonché, dati i fenomeni di rigurgito in prossimità degli affluenti principali, anche ai tratti dei rilevati che dalle foci degli stessi si estendono verso monte per diversi chilometri.

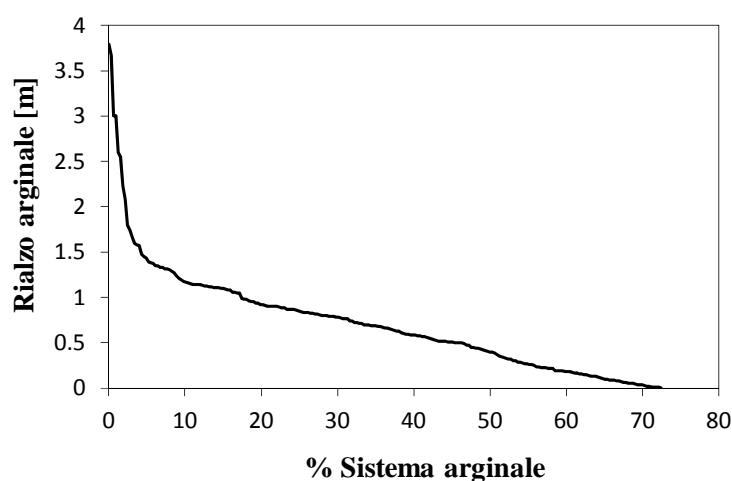


Figura-III 4.1 - Configurazione NOVERTOP: rialzo arginale minimo necessario per impedire fenomeni di sormonto durante la propagazione dell'evento di piena 500-ennale, espresso in funzione della percentuale d'estensione del sistema arginale.

Nel complesso la configurazione NOVERTOP richiederebbe pertanto un adeguamento in quota lungo un tratto di svariate centinaia di chilometri. Se si considera inoltre che in certi tratti l'altezza del manufatto misurata dal piano campagna supera i 10m, appare ancor più evidente come l'implementazione pratica di tale intervento non sia percorribile, sia per motivazioni economiche che tecniche. A queste considerazioni si aggiunge poi la limitata lungimiranza di un tale intervento, il quale, come discusso anche in precedenza, pur limitando la frequenza di allagamenti, accelera la propagazione dei picchi di piena, ne

riduce la laminazione e aumenta la pericolosità (e pertanto il rischio) in caso di crollo (v. anche Di Baldassarre et al., 2009b).

Un esempio di quanto sottolineato è chiaramente riportato in Figura-III 4.2 dove sono messi a confronto i diversi andamenti delle altezze d'acqua alle sezioni di Cremona e Pontelagoscuro per tutte le configurazioni analizzate (NOVERTOP, BREACHBL, NOBREACH).

La Figura-III 4.2 sottolinea le elevate altezze idriche associate alla configurazione NOVERTOP (linea grigia tratteggiata) sia a Cremona (picco di portata simulato pari a $\sim 15\,500\text{m}^3/\text{s}$) che a Pontelagoscuro (massima portata simulata pari a $\sim 14\,000\text{m}^3/\text{s}$).

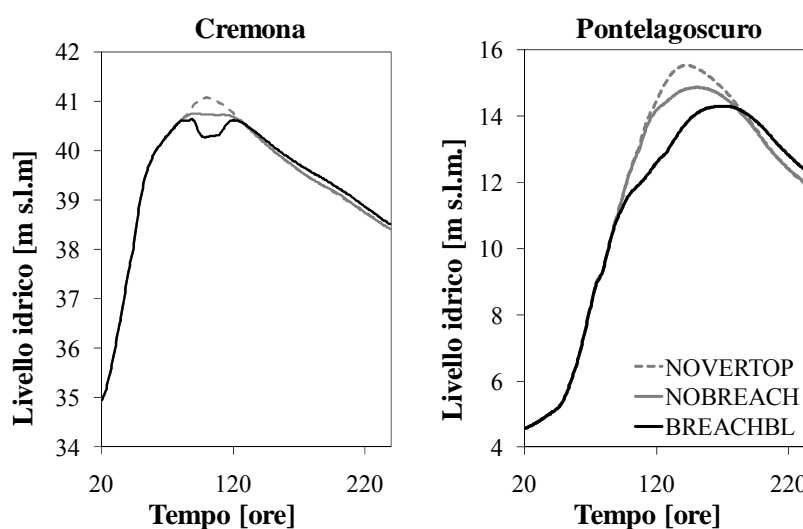


Figura-III 4.2 - Idrogrammi di piena alle sezioni di Cremona e Pontelagoscuro relative allo scenario Tr500 e alle tre configurazioni geometriche considerate nello studio.

Rifacendosi invece alle configurazioni geometriche in cui viene consentito il sormonto delle arginature maestre (c.d., BREACHBL e NOBREACH), la Figura-III 4.3 e la Figura-III 4.4 mostrano l'estensione delle aree allagate ed il volume esondato nei compartimenti della Fascia C enumerati in Figura-III 1.5). La Tabella-III 4.1 riassume le informazioni delle due figure, riportando il volume complessivamente esondato e le aree complessivamente allagate nelle due configurazioni e distinguendo i due tratti fluviali posti a monte e a valle della città di Cremona (v. Figura-III 1.5). Tali valori, che possono apparire particolarmente rilevanti, sono decisamente inferiori a quelli caratteristici dei catastrofici eventi alluvionali del 1879 e del 1951, che inondarono circa 432km^2 (1879) e $1\,000\text{km}^2$ (1951) dell'attuale Fascia C, per un volume complessivamente fuoriuscito nei due casi stimato in $\sim 1\,200\text{M}\cdot\text{m}^3$ (1879) e $\sim 2\,000\text{M}\cdot\text{m}^3$ (1951) (v. Di Baldassarre et al., 2009a). Pertanto, nonostante le semplificazioni dello schema adottato, i risultati forniti dal modello quasi-2D predisposto nel presente studio appaiono realistici.

Come era lecito aspettarsi, alla configurazione BREACHBL è associata una portata di picco inferiore rispetto al caso NOVERTOP sia a Cremona che a Pontelagoscuro (v. Figura-III 4.2). Nella configurazione BREACHBL gli allagamenti si osservano in particolare nella porzione di monte del tratto di corso d'acqua considerato, sono infatti allagati i compartimenti 1, 2, 3, 6 e 8; il compartimento 20 è l'unico ad essere allagato a valle di Cremona (v. Figura-III 1.5, Figura-III 4.3 e Figura-III 4.4). In merito a tale circostanza è tuttavia il caso di osservare come circa metà dell'intero volume esondato nella configurazione BREACHBL ($\sim 572 \text{ M}\cdot\text{m}^3$, v. Tabella-III 4.1 e Figura-III 4.4) interessi proprio il compartimento 20, dove le aree allagate ($\sim 63 \text{ km}^2$) rappresentano circa il 40% del totale. L'allagamento dei compartimenti 1 e 2 è invece dovuto alla geometria del sistema arginale, che in questo tratto presenta alcune discontinuità. Gli allagamenti dei restanti 4 compartimenti sono dovuti a brecce arginali venutesi a creare a seguito del sormonto del rilevato arginale durante la piena. La posizione individuata per le brecce, ottenuta secondo il processo iterativo descritto in precedenza (v. Sezione-III 3.2), appare in linea con le indicazioni offerte dal catalogo delle rotte storiche osservate lungo il corso del Fiume Po durante i due secoli scorsi (v. Govi e Turitto, 2000), secondo il quale proprio il tratto fluviale pavese e piacentino risulta storicamente maggiormente interessato da fenomeni di sormonto e conseguente cedimento arginale.

Tabella-III 4.1 - Risultati delle simulazioni: aree complessivamente allagate [km^2] e volume esondato [$\text{M}\cdot\text{m}^3$] per le configurazioni geometriche BREACHBL e NOBREACH.

Configurazione	Aree inondate [km^2]		
	monte di Cremona	valle di Cremona	Totale
BREACHBL	89.8	62.9	152.7
NOBREACH	92.3	72.3	164.7
	Volume esondato [$\text{M}\cdot\text{m}^3$]		
	monte di Cremona	valle di Cremona	Totale
BREACHBL	327.3	245.3	572.6
NOBREACH	135.0	27.8	162.8

Analizzando la Figura-III 4.2 emerge come il livello idrico alla sezione di Cremona per le due configurazioni NOVERTOP e BREACHBL sia molto simile, a dispetto dei non trascurabili allagamenti osservati ai compartimenti 3, 6 e 8 a seguito di cedimenti arginali (v. Figura-III 4.4). Tale circostanza appare giustificata dalla presenza di importanti contributi laterali degli affluenti principali con foce in Po nel tratto tra Piacenza e Cremona. Conseguenza di tali contributi laterali è il verificarsi di un ulteriore sormonto nel tratto a valle di Cremona, che produce il cedimento arginale ed il conseguente allagamento del compartimento 20.

A seguito della laminazione del picco di piena dovuta a quest'ultima rottura, chiaramente visibile dall'idrogramma di piena simulato per la configurazione BREACHBL

a Pontelagoscuro, non si ottengono ulteriori allagamenti a valle del compartimento 20 (v. Figura-III 4.3).

Analizzando i risultati riportati per la configurazione NOBREACH (dove il cedimento arginale è impedito ipotizzando un adeguato consolidamento della struttura arginale) emerge chiaramente come tale condizione sia caratterizzata da un elevato numero di aree allagate (v. Figura-III 4.3) e da un volume complessivamente esondato significativamente inferiore rispetto al caso BREACHBL (v. Figura-III 4.4 e Tabella-III 4.1). Nel caso NOBREACH infatti 16 su 31 compartimenti risultano allagati. Pur tuttavia, il volume medio esondato in ogni compartimento appare notevolmente inferiore rispetto al caso BREACHBL ed il volume complessivo fuoriuscito per lo scenario NOBREACH è meno di un terzo dello scenario BREACHBL.

La Figura-III 4.3 (linee continue) mostra un'area complessivamente allagata simile per i casi BREACHBL e NOBREACH, mentre il volume della configurazione NOBREACH è considerevolmente inferiore del caso BREACHBL (v. Figura-III 4.4).

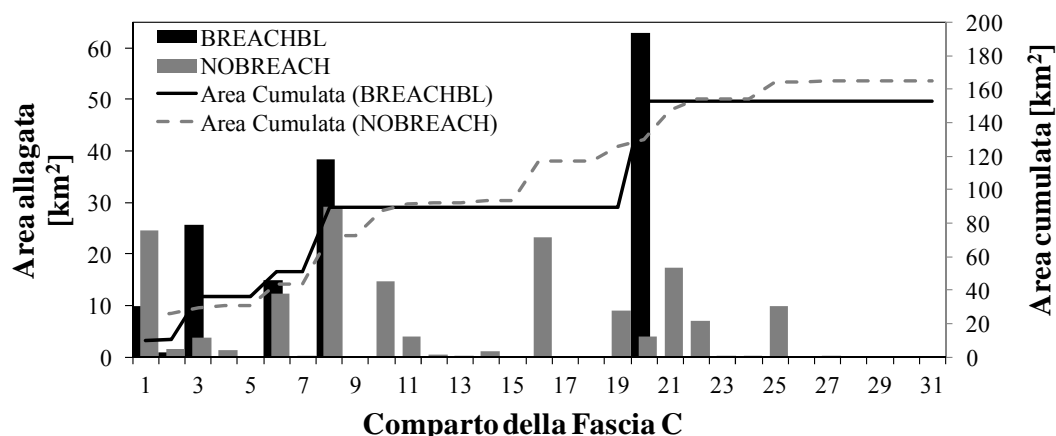


Figura-III 4.3 - Aree inondate nei compartimenti della Fascia C per l'evento di piena Tr500 e le configurazioni geometriche BREACHBL (nero) e NOBREACH (grigio).

Questo risultato discende dalla presenza di un numero elevato di fenomeni di sormonto lungo l'intero corso fluviale per la simulazione relativa allo scenario NOBREACH (16 sormonti arginali per la configurazione NOBREACH contro i 6 casi per la configurazione BREACHBL), conseguente alla sensibile omogeneità delle condizioni di pericolosità idraulica lungo lo sviluppo delle arginature maestre di Po nel suo corso medio inferiore. In conclusione, la configurazione NOBREACH riproduce allagamenti in un ampio numero di compartimenti ma con tiranti idrici significativamente inferiori rispetto al caso BREACHBL.

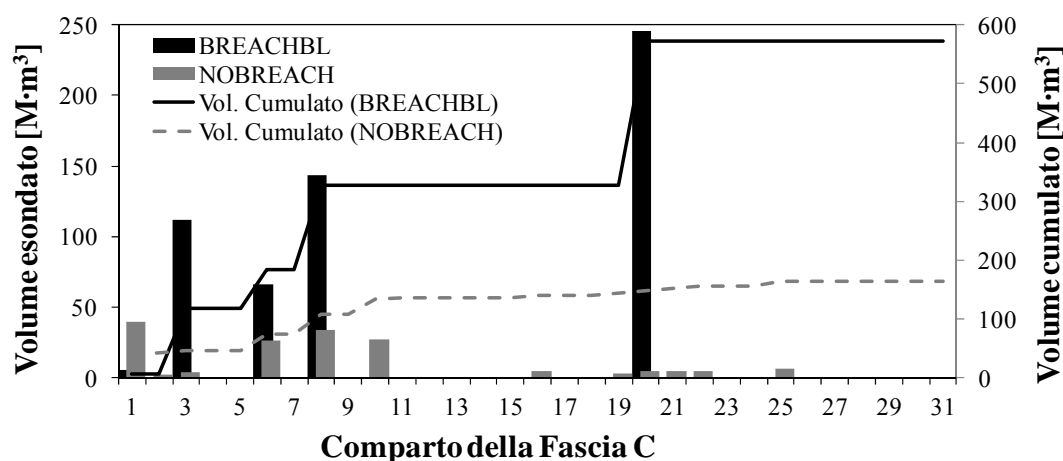


Figura-III 4.4 - Volume fuoriuscito nei compartimenti della Fascia C durante l'evento di piena Tr500, per le configurazioni geometriche BREACHBL (nero) e NOBREACH (grigio).

Vale la pena sottolineare a tal proposito come l'indicazione del volume complessivamente esondato nella configurazione NOBREACH (v. Tabella-III 4.1) rappresenti un'informazione di fondamentale importanza per l'identificazione delle strategie di difesa dall'evento di piena cinquecentennale, esprimendo il volume minimo che è necessario invadere all'esterno delle arginature maestre attraverso un sistema di allagamenti controllati. La gestione ottimale di tale volume rappresenta tuttavia il problema che successive e più approfondite analisi dovranno investigare.

5 CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE DELLA III PARTE

L'affidabilità dell'attuale configurazione del sistema arginale lungo il Fiume Po è stata verificata con riferimento ad un ben preciso evento di piena (c.d., piena 200-ennale), ed è tutt'altro che trascurabile la possibilità che si verifichi un evento di piena di intensità superiore. Il crollo delle arginature ed il conseguente allagamento sono attesi in caso si verifichino condizioni di piena tali da avere il sormonto delle attuali sommità arginali (cosiddetto "rischio residuale"). Ciononostante, per i motivi anzidetti e sulla base dei risultati evidenziati sopra, appare evidente come per il Fiume Po non sia applicabile una strategia di difesa che preveda un ulteriore potenziamento del sistema arginale (rialzo e ringrosso), che, ad esempio, prevenga fenomeni di inondazione per tempi di ritorno superiori (ad es. 500 anni).

Anche lo scenario NOBREACH, impiegato in questo studio ad ampia scala spaziale non deve essere considerato come una strategia di difesa realisticamente implementabile. Dato il livello uniforme della pericolosità idraulica associata all'attuale configurazione del sistema di argini maestri e le incertezze insite nelle applicazioni della modellistica numerico-idraulica (v. ad es., Castellarin et al., 2009 e 2010), l'identificazione dei tratti arginali critici appare alquanto incerta. Di conseguenza, l'attuazione pratica della configurazione NOBREACH si tradurrebbe in interventi di consolidamento dei manufatti arginali per numerose decine di chilometri.

Analisi ulteriori sono sicuramente necessarie al fine di integrare i risultati qui presentati al fine di sviluppare una strategia globale di gestione del rischio nei confronti dell'evento 500-ennale. In particolare, analisi future dovranno focalizzarsi su (1) la stima a larga scala della vulnerabilità dei compartimenti della Fascia C in termini ad esempio di numero di abitanti, beni e infrastrutture presenti, attività industriali ed agricole (v. ad es. Merz et al., 2007) e (2) la simulazione di differenti scenari di allagamento controllato al fine di identificare la strategia di difesa ottimale, associata alla minimizzazione del rischio idraulico.

Si ritiene inoltre opportuno sottolineare come i risultati del presente lavoro siano inevitabilmente affetti dalla presenza di numerose fonti di incertezza, la più importante delle quali è probabilmente rappresentata dall'incertezza connessa alle osservazioni idrometriche, che ha ricadute dirette, ad esempio, sulla calibrazione del modello quasi-2D. L'identificazione dell'evento di piena 500-ennale e la rappresentazione del comportamento idraulico delle aree allagabili in funzione delle informazioni topografiche a disposizione costituiscono altre fonti di incertezza i cui effetti possono essere non trascurabili. La rilevanza pratica di questi fattori è illustrata in numerosi studi proposti dalla letteratura scientifica (v. ad es. Di Baldassarre e Montanari, 2009; Schumann et al., 2009).

Lo studio ha comunque messo in evidenza come lo strumento predisposto possa essere utilmente impiegato per la definizione e la verifica di strategie globali di mitigazione del rischio residuale lungo l'intero corso medio inferiore del Fiume Po. Appare inoltre opportuno sottolineare come, data la rilevante estensione del tratto di corso d'acqua analizzato in questo studio, i principali affluenti del Fiume Po siano stati schematizzati come semplici immissioni laterali. Pertanto, gli effetti di rigurgito lungo l'asta degli affluenti, dalla foce in Po verso monte, e la possibilità di avere allagamenti della Fascia C anche a causa del sormonto delle arginature degli affluenti stessi, non sono stati presi in considerazione. Nonostante ciò, l'analisi ha messo in evidenza le potenzialità connesse alla predisposizione di strategie basate sull'allagamento controllato di aree della Fascia C. L'identificazione delle più idonee fra dette aree sarà uno degli obiettivi principali delle analisi successive, come anche una migliore rappresentazione delle dinamiche di allagamento dei diversi comparti della Fascia C, o l'identificazione dei principali fattori di incertezza e la quantificazione dei loro effetti sulla definizione di strategie di mitigazione del rischio.

CONCLUSIONI

Le attività di ricerca presentate si sono concentrate sulla messa a punto di adeguati modelli numerico-idraulici e sulle analisi di opportune metodologie finalizzate alla valutazione e mitigazione del rischio idraulico.

Con riferimento a tratti fluviali di diversa estensione ma tutti relativi al corso medio-inferiore del Fiume Po, le tre indagini condotte si sono dedicate nello specifico alla valutazione delle condizioni di pericolosità lungo il corso d'acqua di riferimento, esaminando i principali fattori di incertezza ed il loro effetto sui risultati dei modelli numerici.

Con riferimento alla prima tematica affrontata (Parte I) lo studio ha riguardato la valutazione dell'incertezza nella definizione delle scale di deflusso, pervenendo alla definizione di intervalli di confidenza per le relazioni portate-livelli stimate mediante due distinte procedure (metodo tradizionale e vincolato). Le risultanze ottenute hanno evidenziato l'importanza dell'errore di estrapolazione nella definizione dell'incertezza globale. Tale incertezza, se non opportunamente contenuta mediante metodologie volte in particolare alla riduzione dell'errore di estrapolazione (v. ad es. metodo vincolato), può comportare un effetto anche molto significativo sulla calibrazione dei coefficienti di scabrezza utilizzati nei modelli numerico-idraulici. Nel caso in cui non vi sia un opportuno condizionamento della scala di deflusso per valori elevati di portata, la distorsione e l'incertezza della scala di deflusso può trasformare il coefficiente di scabrezza in un mero termine di calibrazione, slegandolo dalle reali condizioni geomorfologiche dell'alveo. Tale aspetto appare ancor più importante nei casi in cui la scarsa disponibilità di dati utili per la calibrazione renda necessario ricorrere all'utilizzo dei coefficienti di scabrezza riportati in letteratura in funzione delle caratteristiche morfologiche dell'alveo. In queste situazioni, l'eventuale distorsione della scala di deflusso impiegata non viene ad essere compensata dal coefficiente di scabrezza, comportando inevitabili conseguenze sulla validità dei risultati attesi.

Per quanto le indicazioni ottenute non possano essere considerate di carattere generale, le indagini implementate hanno investigato l'applicabilità e le potenzialità di una metodologia numerica che si è dimostrata valida per la quantificazione dell'incertezza globale delle scale di deflusso in una data sezione di riferimento e che è facilmente estendibile a contesti differenti da quello esaminato.

Le informazioni ottenute dalla prima attività d'indagine sono state infine utilizzate per valutare l'effetto dell'incertezza delle scale di deflusso nella mappatura della pericolosità idraulica lungo il tratto fluviale di Po compreso tra Piacenza e Cremona. Mediante

l'applicazione del modello probabilistico-numerico IHAM, la seconda attività di ricerca ha indagato gli effetti dell'incertezza nella definizione delle condizioni al contorno sulla valutazione della pericolosità idraulica nelle aree prospicienti il corso d'acqua. Oltre all'effetto delle condizioni al contorno di valle, lo studio ha permesso la valutazione di due diversi approcci per la definizione delle sollecitazioni idrologiche di monte (idrogrammi di piena definiti mediante analisi univariata e bivariata) sulla mappatura della pericolosità di cedimento arginale.

I risultati ottenuti hanno evidenziato come l'effetto dell'incertezza delle scale di deflusso sulla delimitazione della pericolosità di allagamento risulti non trascurabile. L'adozione di una sola scala di deflusso, specie se ottenuta mediante metodologie in cui non siano messe in atto misure volte alla riduzione dell'errore di estrapolazione, può portare ad una rilevante sotto- o sovra-stima degli indici di pericolosità.

Qualora si adottino misure volte alla riduzione dell'errore di estrapolazione (ad es. mediante l'approccio vincolato) la limitata incertezza e distorsione della scala di deflusso risulta in un più contenuto impatto nella mappatura della pericolosità, limitando l'incertezza o il pericolo di distorsione dei risultati nel caso in cui, per motivi pratici (ad es. simulazioni *in real time*), non sia possibile ricorrere a molteplici simulazioni con diverse scale di deflusso.

Rifacendosi alla valutazione delle probabilità di cedimento arginale lo studio ha fornito una valutazione dello stato di salute delle arginature maestre, evidenziando le principali criticità riscontrabili lungo il tratto considerato. E' interessante notare come i risultati ottenuti abbiano evidenziato in particolare come la pericolosità idraulica nel tratto fluviale preso in esame (Fiume Po tra Piacenza e Cremona) risulti essere strettamente correlata ai valori di picco delle portate ed in misura assai minore al volume complessivo di piena. Nonostante si siano indagati scenari di piena caratterizzati da volumi particolarmente rilevanti (v. analisi bivariata), tutte le brecce osservate sono riconducibili a fenomeni di sormonto arginale, mentre in nessun caso si sono verificati casi di sifonamento e micro-instabilità. Se da un lato tale circostanza appare giustificata in considerazione delle ragguardevoli dimensioni dei rilevati arginali lungo il tratto in esame, le discussioni sulle modalità di cedimento per sifonamento e micro-instabilità affrontate in precedenza hanno messo in evidenza alcuni limiti conoscitivi (v. ad es. permeabilità del rilevato arginale) e metodologici (v. ad es. velocità di evoluzione del sifonamento) nella valutazione delle dinamiche dei vari fenomeni. L'approfondimento di tali tematiche costituisce oggetto di sicuro interesse per future attività di ricerca.

Valutate quindi le potenzialità del modello IHAM per un tratto di estensione pari a 50km, la terza indagine presentata ha investigato l'applicabilità e l'efficacia di una modellistica più semplificata, ovvero di un modello quasi-2D, come strumento per condurre indagini su ampia scala geografica finalizzate alla definizione ed al confronto di diverse strategie di gestione e mitigazione del rischio idraulico residuale associato al verificarsi di

eventi di piena al limite della prevedibilità. Riferendosi allo scenario di piena associato al tempo di ritorno cinquecentennale, l'analisi ha confrontato diverse strategie di difesa lungo il Fiume Po, per un tratto di estensione pari a circa 350km, da Isola S. Antonio a Pontelagoscuro.

I risultati ottenuti hanno innanzitutto evidenziato che l'attuazione di strategie di difesa di tipo tradizionale, basate su un ulteriore potenziamento ed innalzamento del sistema arginale, non risulta applicabile con riferimento alla piena cinquecentennale, sia per motivi economici (estensione e costo degli interventi), che per motivi tecnici (in alcuni tratti le arginature hanno raggiunto ragguardevoli dimensioni, talché le quote attuali appaiono non più significativamente aumentabili). Le indagini condotte hanno inoltre permesso la valutazione dell'attuale criticità del sistema arginale, individuando le aree maggiormente a rischio di allagamento nel caso di evento cinquecentennale (configurazione BREACHBL), mentre, considerando l'ipotesi di tracimazione controllata delle arginature (configurazione NOBREACH), hanno reso possibile la valutazione del volume di piena minimo che occorrerebbe invasare all'esterno delle arginature maestre. Quest'ultima configurazione in particolare, seppur rivelatasi non attuabile data l'estensione dei rivestimenti superficiali richiesti, ha permesso di stimare, almeno in via approssimata, l'entità dei volumi di piena da gestire per eventi di tale intensità nel caso di un'appropriata e mirata gestione delle aree esterne alle arginature.

La modellistica quasi-2D implementata ha dimostrato di essere un valido strumento per la definizione di strategie alternative a larga scala, evidenziando le potenzialità connesse alla predisposizione di strategie basate sull'allagamento controllato di aree della Fascia C. Tale strumento, alla luce dei promettenti risultati ottenuti sembra sicuramente meritevole di essere oggetto di future attività di ricerca.

BIBLIOGRAFIA

- Ackers, P., White, W.R., Perkins, J.A., Harrison, J.M., 1978. Weirs and Flumes for Flow Measurement. Wiley, Chichester.
- AdB-Po, Autorità di bacino del Fiume Po, 2001. Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica del politecnico di Torino: Studio dei terreni di fondazione di un tratto campione degli argini maestri del fiume Po attraverso prospezioni geofisiche da eseguirsi mediante metodi sismici ed elettrici, ST1_12.
- AdB-Po, Autorità di bacino del Fiume Po, 2005. Segreteria Tecnica dell'Autorità di Bacino del Fiume Po, Progetto strategico per il miglioramento delle condizioni di sicurezza idraulica dei territori di pianura lungo l'asta medio-inferiore del Fiume Po, Relazione Tecnica.
- AdB-Po, Autorità di bacino del Fiume Po, 2009. Autorità di bacino del Fiume Po, Il rischio alluvionale sui fiumi di pianura: stato dell'arte in materia di valutazione e gestione del rischio di alluvioni. Ed. Diabasis, ISBN 978-88-8103-680-6.
- AdB-Po, Autorità di bacino del Fiume Po, 1999. Progetto di Piano stralcio per l'Assetto Idro-geologico (PAI) - Interventi sulla rete idrografica e sui versanti.
- AdB-Po, CNR-IRPI, 2004. Censimento delle rotte storiche negli argini maestri del fiume Po. Quadro conoscitivo sulle rotte nell'arginatura maestra del Po documentate a partire dal 1800 lungo il percorso fluviale da Zerbo (PV) a Serravalle (FE).
- AdB-Po-DISTART, 2008. Attività di studio, ricerca e supporto tecnico-scientifico nell'ambito del Progetto strategico per il miglioramento delle condizioni di sicurezza idraulica dei territori di pianura lungo l'asta principale del Fiume Po, Relazione Finale, Autorità di Bacino Fiume Po, Parma.
- AdB-Po-GEOVIT, 2004. Definizione delle indagini di campo necessarie a definire la vulnerabilità del sistema arginale ai fenomeni di sifonamento, ST1_22.
- Alho, P., Aaltonen, J., 2008. Comparing a 1D hydraulic model with a 2D hydraulic model for the simulation of extreme glacial outburst floods. Hydrol. Proc., 22: 1537-1547.
- Alkema, D., Middelkoop, H., 2005. The influence of floodplain compartmentalization on flood risk within the Rhine-Meuse delta. Natural Hazards 36, 125-145.
- Allsop, W., Kortenhaus, A., Morris, M., 2007. Failure mechanisms for flood defence structures - FLOODsite Project Report, Rep. Num. T04-06-01, www.floodsite.net.
- Apel, H., Aronica, G. T., Kreibich, H., Thielen A. H., 2009. Flood risk analyses - how detailed do we need to be? Natural Hazards 49, 79-98.

- Apel, H., Merz, B., Thielen, A.H., 2008. Quantification of uncertainties in flood risk assessments, *Journal of River Basin Management*, Vol. 6, No. 2, pp. 149-162.
- Apel, H., Thielen, A. H., Merz, B., Blöschl, G, 2006. A probabilistic modelling system for assessing flood risks. 430, *Natural Hazards* 38,79-100.
- Apel, H., Thielen, A.H., Merz, B., Blöschl, G., 2004. Flood risk assessment and associated uncertainty. *Natural Hazards and Earth System Science* 4, 295-308.
- Aronica, G., Bates, P., Horritt, M., 2002. Assessing the uncertainty in distributed model predictions using observed binary pattern information within GLUE. *Hydrological Processes* 16: 2001–2016. DOI: 10.1002/hyp.398.
- ARPA-RER (Agenzia Regionale Prevenzione Ambiente-Regione Emilia Romagna), 2006. *Annale Idrologico-2006*.
- Aureli, F., Mignosa, P., 2004. Flooding scenarios due to levee breaking in the Po River, *Water Manage.*, 157(WM1), 3-12.
- Aureli, F., Mignosa, P., Ziveri, C., Maranzoni, A., 2006. Fully-2D and quasi-2D modelling of flooding scenarios due to embankment failure, *River Flow 2006*, Taylor & Francis Group, London, ISBN 0-415-40815-6.
- Barkau, R.L., 1997. UNET One dimensional Unsteady Flow through a full network of open channels, US Army Corps of Engineerings, Hydrol. Eng. Center, Davis.
- Bates, P., de Roo, A., 2000. A simple raster-based model for flood inundation simulation. *Journal of Hydrology* 236, 54-77.
- Bates, P.D., 2004. Computationally efficient modelling of flood inundation extent. *European Science Foundation Workshop*, Ed. BIOS, Bologna.
- Bates, P.D., De Roo, A.P.J., 2000. A simple raster-based model for flood inundation simulation. *Journal of Hydrology* 236, 54–77.
- Berry, P. L., Reid, D., 1987. *An Introduction to Soil Mechanics*, 317 pp., McGraw-Hill, New York.
- Bohorquez, P., Darby, S. E., 2008. The use of one- and two-dimensional hydraulic modelling to reconstruct a glacial outburst flood in a steep Alpine valley. *J. Hydrol.*, Elsevier, 361: 240-261.
- Brath A., Di Baldassarre G., 2006. Modelli matematici per l'analisi della sicurezza idraulica del territorio. *L'Acqua*, 6, 2006, pp. 39-48.
- Brath, A., Castellarin, A., Baldassarre, G. D., Domeneghetti, A., 2010. Linee strategiche di intervento per la mitigazione del rischio alluvionale lungo il corso medio- inferiore del Fiume Po. *L'Acqua*, 2, 2010, 9-24.
- Brath, A., Montanari, A., Moretti, 2003. Assessing the effects on flood risk of land-use changes in the last five decades: an Italian case study, *IAHS Publication n° 278*, IAHS Press.

- Brown, C.G., Sarabandi, K., Pierce, L.E., 2005. Validation of the shuttle radar topography mission height data. *IEEE Transactions on Geoscience and Remote Sensing* 43 (8), 1707-1715.
- Camorani, G., Filippi, F., Cavazzini, A., Lombardo, G., Pappani, G., Forlani, G., 2006. Il rilievo altimetrico e batimetrico del Fiume Po nel tratto tra confluenza Ticino e l'incile. *Proceedings of X Asita Nat. Conf.*
- Castellarin, A., Domeneghetti, A., Brath, A., 2011a. Identifying robust large-scale flood risk mitigation strategies: A quasi-2D hydraulic model as a tool for the Po river, *Physics and Chemistry of the Earth* 36 (2011) 299-308.
- Castellarin, A., Di Baldassarre, G., Bates, P.D., Brath, A., 2009. Optimal cross-section spacing in Preissmann Scheme 1D hydrodynamic models. *Journal of Hydraulic Engineering, ASCE* 135(2): 96-105.
- Castellarin, A., Di Baldassarre, G., Brath, A., 2011b. Floodplain management strategies for flood attenuation in the River Po. *River Research and Application, River Res. Applic.* 27: 1037-1047.
- Chow, V.T., 1959. *Open Channel Hydraulics*. MacGraw-Hill, New York.
- Consorzio Italcopo, 2002. Aggiornamento dell'assetto idraulico di progetto del fiume Po dalla confluenza del Tanaro all'incile del Po di Goro mediante analisi modellistica numerica in moto vario.
- Coratza, L., 2005. Aggiornamento del catasto delle arginature maestre di Po, Autorita di Bacino del fiume Po, Parma.
- Cullen, A.C., Frey, H.C., 1999. Probabilistic techniques in exposure assessment, *A Handbook for Dealing with Variability and Uncertainty in Models and Inputs*. Plenum Press, New York, London. 335 pp.
- Danish Hydraulic Institute, 2000. MIKE21 flow model, hydrodynamic module, scientific documentation.
- Danish Hydraulic Institute, 2002. Mike 11 Reference manual. Hørsholm: DHI.
- Dawson, R. J., Hall, J. W., 2006. Adaptive importance sampling for risk analysis of complex infrastructure systems, *Proc.R.Soc.London, Ser. A*, 462(2075), 3213-3499, doi:10.1098/rspa.2006.1720.
- Dawson, R. J., Hall, J. W., Sayers, P. B., Bates, P. D., Rosu, C., 2005. Sampling based flood risk analysis for fluvial dike systems, *Stochastic Environ. Res. Risk A*, 19, 388-402.
- De Michele, C., Salvadori, G., 2003. A generalized Pareto intensity-duration model of storm rainfall exploiting 2-copulas. *J. Geophys. Res.* 108.
- De Michele, C., Salvadori, G., Canossi, M., Petaccia, A., Rosso, R., 2005. Bivariate statistical approach to check adequacy of dam spillway. *ASCE – J. Hydrol. Eng.*, 10(1):50–57.

- de Moel, H., van Alphen, J., Aerts, J.C.J.H., 2009. Flood maps in Europe-methods, availability and use. *Natural Hazards Earth Systems Science* 9, 289-301.
- Delft Hydraulics and the Ministry of Transport, Public Works and Water Management, 1997. SOBEK, Technical Reference Manual.
- Demeritt, D., 2001. The construction of global warming and the politics of science, *Ann. Assoc. Am. Geogr.*, 91(2), 307-337.
- Di Baldassarre, G., Castellarin, A., Brath A., 2009a: Analysis of the effects of levee heightening on flood propagation: example of the River Po, Italy, *Hydrol. Sci. J.*, 54(6), 1007-1017.
- Di Baldassarre, G., Castellarin, A., Montanari, A., Brath, A., 2009b. Probability weighted hazard maps for comparing different flood risk management strategies: a case study. *Natural Hazards*. doi:10.1007/s11069-009-9355-6.
- Di Baldassarre, G., Claps, P., 2011. A hydraulic study on the applicability of flood rating curves. *Hydrology Research*, 42(1), pp 10-19 (doi:10.2166/nh.2010.098).
- Di Baldassarre, G., Laio, F., Montanari, A., 2011b. Effect of observation errors on the uncertainty of design floods, *J. Phys. Chem. Earth*, in press, doi:10.1016/j.pce.2011.05.001.
- Di Baldassarre, G., Montanari, A., 2009. Uncertainty in river discharge observations: a quantitative analysis. *Hydrology and Earth System Sciences*, 13, 913-921.
- Di Baldassarre, G., Schumann, G., Bates, P., Freer, J., Beven, K., 2010. Flood-plain mapping: a critical discussion of deterministic and probabilistic approaches. *Hydrol. Sci. J.* 55(3), 364-376.
- DIIAR, 2001. Caratterizzazione idrologica dell'asta principale del fiume Po nel tratto che va dalla confluenza della Dora Baltea all'incile del Po di Goro, Internal report (in Italian).
- Domeneghetti, A., Castellarin, A., Brath, A., 2011. Assessing rating-curve uncertainty and its effects on hydraulic model calibration. *Hydrol. Earth Syst. Sci. Discuss.*, 8, 10501-10533. www.hydrol-earth-syst-sci-discuss.net/8/10501/2011/; doi:10.5194/hessd-8-10501-2011
- Domeneghetti, A., Castellarin, A., Brath, A., 2010. Incertezza delle scale di deflusso ed effetti nella calibrazione dei modelli numerico idraulici. *Atti del XXXII Convegno Nazionale di Idraulica e Costruzioni Idrauliche*, Palermo, 14-17 Settembre 2010, Walter Farina Editore, ISBN 978-88-903895-1-1.
- EU ISO EN 1100-2:1998: Measurement of liquid flow in open channel - Part 2: Determination of the stage-discharge relation.
- EU ISO EN 748:1997. Measurement of liquid flow in open channel - Velocity-area methods.

- European Parliament, 2007. Directive 2007/60/Ec of the European Parliament and of the Council of 23 October 2007 on the assessment and management of flood risks. <http://eur-lex.europa.eu/en/index.htm>.
- Favre, A. C., El Adlouni, S., Perreault, L., Thiémonge, N., Bobée, B., 2004. Multivariate hydrological frequency analysis using copulas. *Water Resources Res.* 40 (W01101),
- Fermanian, J.D., 2005. Goodness-of-fit tests for copulas. *Journal of Multivariate Analysis* 95, 119–152.
- Franchini M., Ravagnani F., 2007. Costruzione della scala di deflusso in una sezione con sole misure di livello utilizzando le portate registrate a monte ed un modello diffusivo-convettivo, *L'Acqua*, n. 5, 2007, pp. 9-20.
- Galland, J.C., Goutal, N. & Hervouet, J.M., 1991. TELEMAT: A new numerical model for solving shallow water equations, *Adv. Water Resour.*, 14(3), pp. 138-148.
- Genest, C., Favre, A.C., 2007. Everything you always wanted to know about copula modeling but were afraid to ask. *J. Hydrol. Eng.* 12, 347– 368.
- Genest, C., Rémillard, B., Beaudoin, D., 2009. Goodness-of-fit tests for copulas: A review and a power study, *Insur. Math. Econ.*, 44, 199–213.
- Govi, M., Turitto, O., 2000. Casistica storica sui processi d'iterazione delle correnti di piena del Po con arginature e con elementi morfotopografici del territorio adiacente (Historical documentations about the processes of dam breaks in the River Po, in Italian), Istituto Lombardo Accademia di Scienza e Lettere.
- Griffis, V.W., Stedinger, J.R., 2007. Log-Pearson type 3 distribution and its application in flood frequency analysis. II: Parameter estimation methods. *J. Hydrol. Eng.* 12 (5), 492-500.
- Grimaldi, S., Serinaldi, F., 2006. Asymmetric copula in multivariate flood frequency analysis, *Adv. Water Res.*, 29, 1155–1167.
- Hahn, W., Hanson, G. J., Cook, K. R., 2000. Breach morphology observations of embankment overtopping tests. In: Joint Conference on Water Resources Planning and Management. ASCE Conference Proceedings. Minneapolis, Minnesota, USA.
- Hall, J. W., 2003. Handling uncertainty in the hydroinformatic process, *J. Hydroinf.*, 5(4), 215-232.
- Hall, J. W., Sayers, P. B., Dawson, R. J., 2005. National scale assessment of current and future flood risk in England and Wales, *Nat. Hazards*, 36, 147-164.
- Hall, J.W., Solomatine, D., 2008. A framework for uncertainty analysis in flood risk management decisions, *Journal of River Basin Management (JRBM)*, 6(2), 85-98.
- Han, K.Y., Lee, J.T., Park, J.H., 1998. Flood inundation analysis resulting from levee-break, *J. Hydraul. Res.*, 36(5), 747–759.

-
- Herschey, W., 2002. The uncertainty in a current meter measurement. *Flow Measurement and Instrumentation*, 13, 281-284.
- Hervouet, J. M., Van Haren, L., 1996. Recent advances in numerical methods for fluid flows. In: *Floodplain Processes*, 183-214. John Wiley & Sons Ltd., Chichester, UK.
- Hesseling, A. W., Stelling, G. S., Kwadijk, J. C. J., Middelkoop, H., 2003. Inundation of a Dutch riverpolder, sensitivity analysis of a physically based inundation model using historic data. *Water Resources Research* 39 (9), 1234, DOI 10.1029/2002WR001334.
- Hewlett, H. W. M., Boorman, L. A., Bramley, M. E., 1987. Design of reinforced grass waterways, CIRIA Report 116, London.
- Hoffman, F.O., Hammonds, J.S., 1994. Propagation of uncertainty in risk assessments: the need to distinguish between uncertainty due to lack of knowledge and uncertainty due to variability. *Risk Analysis* 14 (5), 707-712.
- Hooijer, A., Klijn, F., Pedroli, G.B.M., Van Os, A.G., 2004. Towards sustainable flood risk management in the Rhine and Meuse river basins: synopsis of the findings of IRMA-SPONGE, *River Res. Applic.* 20, 343-357, DOI: 10.1002/rra.781.
- Horritt, M. S., Bates, P. D., 2002. Evaluation of 1-D and 2-D models for predicting river flood inundation. *J. Hydrol.*, 268, 87-99.
- Hunter, N. M., Bates, P. D., Horritt, M. S., De Roo, P. J., Werner, M., 2005. Utility of different data types for flood inundation models within a GLUE framework, *Hydrol. Earth Syst. Sci.*, 9, 412-430.
- Hydraulic Engineering Centre (HEC), 2001. HEC RAS Hydraulic Reference Manual, US Army Corps of Engineers, Davis, California, USA, 377 pp.
- IAHS (International Association of Hydrological Sciences), 2003. *World Catalogue of Maximum Observed Floods*, Reg Herschy, IAHS Press, Centre for Ecology and Hydrology, Wallingford, Oxfordshire OX10 8BB, UK.
- Janssen, J.P.F.M., Jorissen, R.E., 1997. Flood Management in the Netherlands: Recent Development and Research Needs. In: R. Casale, K. Havno and P. Samuels (eds.), *Ribamod, river basin modelling, management and flood mitigation, Concerted action*, 89-104.
- Joe, H., 1997. *Multivariate Models and Dependence Concepts*. Chapman and Hall, London.
- Kanning, W., van Gelder, P.H.A.M., 2006. Analysis and Influence of Uncertainties on the Reliability of Flood Defence Systems, T07-06-07.
- Kiel, B., Alsdorf, D., Le Favour, G., 2006. Capability of SRTM C- and X-band DEM data to measure water elevations in Ohio and the Amazon, *Photogramm. Eng. Remote Sens.*, 72, 313-320.
- King, I.P., Norton, W.R., 1978. Recent applications of RMA's finite element models for two-dimensional hydrodynamics and water quality, *Proceedings of the Second*

-
- International Conference on Finite Elements in Water Resources, Pentech Press, London, 81-99.
- Klein, B., Pahlow, M., Hundecha, Y., Schumann, A., 2010. Probability analysis of hydrological loads for the design of flood control system using copulas. *Journal of hydrological engineering-ASCE*, 360-369.
- Kortenhaus, A., Oumeraci, H., 2002. Probabilistic Design of Sea Dikes. Bericht Nr. 877. Leichtweiss-Institut, Braunschweig, Germany, 205pp.
- Laio, F., Di Baldassarre, G., Montanari, A., 2009. Model selection techniques for the frequency analysis of hydrological extremes. *Water Resour. Res.* 45, W07416. doi:10.1029/2007WR006666.
- Le Favour, G., Alsdorf, D., 2005. Water slope and discharge in the Amazon River estimated using the shuttle radar topography mission digital elevation model, *Geophys. Res. Lett.*, 32, L17404, doi:10.1029/2005GL023836.
- Leonard, J., Mietton, M., Najib, H., Gourbesville, P., 2000. Rating curve modelling with Manning's equation to manage instability and improve extrapolation, *Hydrol. Sci. J.*, 45(5), 739-750.
- Linstead, C., 2005. TDT-A library for typed data transfer, in *Geophys. Res. Abstr.*, EGU05?A?04391, 7, sref:1607?7962/gra/EGU05?A?04391.
- Magis.Po - SIMPO, 1982. Studio e progettazione di massima delle sistemazioni idrauliche dell'asta principale del Po dalle sorgenti alla foce finalizzate alla difesa e alla conservazione del suolo e alla utilizzazione delle risorse idriche, Convenzione del 14 luglio 1980 (in Italian).
- Magis.Po - SIMPO, 1984. Interventi per le golene chiuse del Fiume Po (in Italian).
- Maione, U., Mignosa, P., Tomirotti, M., 2003. Regional Estimation Model of Synthetic Design Hydrographs, *International Journal of River Basin Management*, 12, 151-163.
- Mediero, L., Jimenez, A., Garrote, L., 2010. Design flood hydrographs from the relationship. International workshop: Advances in statistical hydrology, Taormina.
- Merz, B., 1996. Modellierung des Niederschlag-Abfluß-Vorgangs in kleinen Einzugsgebieten unter Berücksichtigung der natürlichen Variabilität, *Mitt. Inst. fuer Hydrol. Wasserwirt.*, vol. 56, 215 pp., Univ. Karlsruhe, Karlsruhe, Germany.
- Merz, B., Hall, J., Disse, M., Schumann A., 2010. Fluvial flood risk management in a changing world. *Nat. Hazards Earth Syst. Sci.*, 10, 509-527. www.nat-hazards-earth-syst-sci.net/10/509/2010.
- Merz, B., Thielen, A. H., 2005. Separating Natural and Epistemic Uncertainty in Flood Frequency Analysis, *J. Hydrol.*, 309(1-4), 114-132.
- Merz, B., Thielen, A. H., Gocht, M., 2007. Flood risk mapping at the local scale: concepts and challenges. In: *Flood Risk Management in Europe: Innovation in Policy and Practice* (ed. by S. Begum, M.J.F. Stive & J.W. Hall), Ch. 13, 231-251. *Advances in*

- Natural and Technological Hazards Research Series no. 25, Springer, Dordrecht, The Netherlands.
- Mitosek, H.T., Strupczewski, W.G., Singh, V.P., 2006. Three procedures for selection of annual flood peak distribution. *J. Hydrol.* 323, 57-73.
- Montanari, A., Brath, A., 2004. A stochastic approach for assessing the uncertainty of rainfall-runoff simulations, *Water Resour. Res.*, 40, W01106, doi:10.1029/2003WR002540.
- Moore, S.F., Brewer, J.W., 1972. Environmental control systems: treatment of uncertainty in models and data. In: *Proceedings of the International Symposium of Uncertainties in Hydrologic and Water Resources Systems*, 11-14 December 1972, Tuscon, Arizona, vol. 1, pp. 16-30.
- Moramarco, T., Singh, V.P., 2010. Formulation of the entropy parameter based on hydraulic and geometric characteristics of river cross section. *Journal of Hydrologic Engineering*, 15(10), 852-858.
- Morgan, M.G., Henrion, M., 1990. *Uncertainty: a guide to dealing with uncertainty in quantitative risk and policy analysis*. Cambridge University Press, Cambridge, England. 332 pp.
- Morris, M.W., Kortenhaus, A., Visser, P.J., 2009. Modelling breach initiation and growth, FLOODsite Report T06-08-02. FLOODsite. www.floodsite.net.
- Nelsen, R.B., 1999. *An Introduction to Copulas*. Lecture Notes in Statistics. Springer-Verlag, New York.
- Pappenberger, F., Beven, K., Horritt, M., Blazkova, S.: Uncertainty in the calibration of effective roughness parameters in HEC-RAS using inundation and downstream level observations. *Journal of Hydrology* 302, 46-69, 2005.
- Pappenberger, F., Beven, K.J., 2006. Ignorance is bliss: or seven reasons not to use uncertainty analysis. *Water Resources Research* 42, W05302. doi:10.1029/2005WR004820.
- Pappenberger, F., Matgen, P., Beven, K. J., Henry, J. B., Pfister, L., de Fraipont, P., 2006. Influence of uncertain boundary conditions and model structure on flood inundation predictions. *Adv. Water Resour.*, 29, 1430-1449.
- Pelletier, M. P., 1997. Uncertainties in the determination of river discharge: a literature review. *Can. J. Civ. Eng.*, 15, 834-850.
- Petersen-Overleir, A., 2004. Accounting for heteroscedasticity in rating curve estimates. *Journal of Hydrology* 292, 173-181.
- Renard, B., Lang, M., 2007. Use of a Gaussian copula for multivariate extreme value analysis: Some case studies in hydrology, *Adv. Water Resour.*, 30(4), 897-912.

- Romanowicz, R., Beven, K.J., 2003. Estimation of flood inundation probabilities as conditioned on event inundation maps. *Water Resources Research* 39 (3), doi: 10.1029/2001WR001056.
- Salvadori, G., De Michele, C., 2004. Frequency analysis via Copulas: theoretical aspects and applications to hydrological events, *Water Resour. Res.*, 40, W12511, doi:10.1029/2004WR003133, 2004. 5546
- Salvadori, G., De Michele, C., 2007. On the Use of Copulas in Hydrology: Theory and Practice. *Journal of Hydrologic Engineering*, 12(4), 369. doi: 10.1061/(ASCE)1084-0699(2007)12:4(369).
- Salvadori, G., De Michele, C., Kottegoda, N., Rosso, R., 2007. *Extremes in nature. An approach using copulas*, vol. 56 of *Water Science and Technology Library*, Springer, Dordrecht.
- Samuels, P.G., 1990. Cross section location in one-dimensional models. In: White W.R. editor. *International Conference on River Flood Hydraulics*. Chichester, UK: John Wiley, 339 - 350.
- Sauer, V.B., Meyer, R.W., 1992. Determination of error in individual discharge measurements. *USGS Open File Report 92-144*. Washington, DC: USGS.
- Sayers, P. B., Hall, J. W., Rosu, C., Chatterton, J. B., Deakin, R., 2002. Risk assessment of flood and coastal defences for strategic planning (RASP)-A high level methodology, paper presented at Conference of Coastal and River Engineers, Dep. for Environ., Food and Rural Affairs, Keele, U. K.
- Schmidt, A R, Yen, B. C., 2009. Theoretical Development of Stage-Discharge Ratings for Subcritical Open-Channel Flows. *Journal of Hydraulic Engineering*, 134(9), 1245-1256.
- Schmidt, A. R., 2002. Analysis of stage-discharge relations for open channel flow and their associated uncertainties. Urbana, University of Illinois, 328 pp..
- Schumann, G., Bates, P. D., Horritt, M. S., Matgen, P., Pappenberger, F., 2009. Progress in integration of remote sensing-derived flood extent and stage data and hydraulic models, *Rev. Geophys.*, 47, RG4001, doi:10.1029/2008RG000274.
- Sellmeijer, J.B., 1988. On the mechanism of piping under impervious structures, Thesis, Faculty of Civil Engineering, TU Delft.
- Serinaldi, F., Grimaldi, S., Krajewski, W.F., 2006. Tecniche di regressione basate sulla funzione copula e relative applicazioni in idrologia, XXX° Convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche-IDRA 2006
- Silva, W., Klijn, F., Dijkman, J., 2001. Room for the Rhine Branches in The Netherlands; What the research has taught us. *WL/Delft Hydraulics: Delft; RIZA: Arnhem*. Delft Hydraulics report R3294; RIZA report 2001.031.

-
- Sklar, A., 1959. Fonctions de répartition à n dimensions et leurs marges. Publ. Inst. Stat. Univ. Paris 8, 229–231.
- Stedinger, J.R., Vogel, R.M., Foufula-Georgiou, E., 1992. Frequency analysis of extreme events. In: Maidment, R. (Ed.), Handbook of Hydrology. McGraw-Hill, New York.
- Tobin, G. A., 1995. The Levee Love Affair: A Stormy Relationship, Water Resour. Bull. 31, 359-367.
- U.S. Army Corps of Engineers (USACE), 1992. Guidelines for risk and uncertainty analysis in water resources planning. Institute for Water Resources, IWR Report 92-R-1, Fort Belvoir, VA, 62 p.
- U.S. Army Corps of Engineers (USACE), 1995. CE-QUAL-RIV1: A dynamic, one-dimensional (longitudinal) water quality model for streams, technical report, Environ. Lab., Vicksburg, Miss.
- U.S. Army Corps of Engineers (USACE), 1999. Risk-based analysis in geotechnical engineering for support of planning studies, Eng. Tech. Lett. 1110-2- 556, Vicksburg, Miss.
- U.S. Army Corps of Engineers (USACE), 1996. Engineering and design risk-based analysis for flood damage reduction studies, Pub. EM1110-2-1619, US Army Corps of Engineers, Washington, DC 20314- 1000, <http://www.usace.army.mil/inet/usace-docs/eng-manuals/em1110-2-1619/toc.html>.
- van Asselt, M.B.A., Rotmans, J., 2002. Uncertainty in integrated assessment modelling. Climatic Change 54 (1), 75-105.
- van Der Most, H., Wehrunh, M., 2005. Dealing with uncertainty in flood risk assessment of dike rings in the Netherlands. Natural Hazards, Vol. 36, 191-206.
- Vis, M., Klijn, F., De Bruijn, K. M., Van Buuren, M., 2003. Resilience strategies for flood risk management in The Netherlands. Int. J. River Basin Manage. 1(1), 33-40.
- Vorogushyn, S., 2008. Analysis of flood hazard under consideration of dike breaches. Ph.D. thesis, University of Postdam, Germany, 165 pp.
- Vorogushyn, S., Apel, H., Merz, B., 2011. The impact of the uncertainty of dike breach development time on flood hazard. Physics and Chemistry of the Earth 36(2011) 319-323
- Vorogushyn, S., Merz, B., Apel, H., 2009. Development of dike fragility curves for piping and micro-instability breach mechanisms. Natural Hazards And Earth System Sciences 9, 1383-1401.
- Vorogushyn, S., Merz, B., Lindenschmidt, K.E., Apel, H., 2010. A new methodology for flood hazard assessment considering dike breaches. Water Resources Research, Vol. 36, W08541, doi:10.1029/2009WR008475.
- Vrijling, J. K., van Gelder, P. H. A. J. M., 2000. Probabilistic design, lecture notes, Delft Univ. of Technol., Delft, Netherlands.

- Vrouwenvelder, A. C. W. M., Wubs, A. J., 1985. Een probabilistisch dijkontwerp (A probabilistic dyke design). Technical Report B-85-64/64.3.0873, TNO-IBBC, Delft, The Netherlands, (in Dutch).
- Wahl, T. L., 1998. Prediction of embankment dam breach parameters. A literature review and needs assessment. Research report DSO-98-004, U.S. Department of Interior. Bureau of Reclamation. Dam Safety Office, http://www.usbr.gov/pmts/hydraulics_lab/pubs/pap/PAP-0735_DSO-98-004.pdf.
- Weijers, J. B. A., Sellmeijer, J. B., 1993. A new model to deal with the piping mechanism, in Proceedings of the First International Conference: Filters in Geotechnical and Hydraulic Engineering, edited by J. Brauns, M. Heilbaum, and U. Schuler, pp. 349–355, Balkema, Rotterdam, Netherlands.
- Wilby, R.L., Beven, K.J., Reynard, N.S., 2008. Climate change and fluvial risk in the UK: more of the same? *Hydrological Processes* 22: 2511–2523.
- Wilson Engineering, 2003. EPDRiv1-A dynamic one-dimensional model of hydrodynamics and water quality, Twin Oaks, Missouri. Available at www.wileng.com.
- Zhang, L., Singh, V.P., 2006. Bivariate flood frequency analysis using the Copula method. *Journal of Hydrologic Engineering*, 11 (2): 150-164.

APPENDICE A

DEFINIZIONE DELLE CURVE DI FRAGILITÀ

Di seguito vengono descritte le principali equazioni utilizzate per la definizione delle curve di fragilità relative ai diversi meccanismi di rottura considerati nel presente lavoro, rimandando alla letteratura scientifica per maggiori approfondimenti (v. ad es. Vorogushyn, 2008; Vorogushyn et al., 2009; Allsop et al., 2007)

1 SORMONTO ARGINALE

Considerando la condizione di sormonto arginale, la resistenza del rilevato arginale viene definita mediante la (A. 1), funzione di stato limite:

$$Z_0 = Q_a(t) - Q_{crit}(t) \quad \text{A. 1}$$

La forza erosiva, Q_a , è rappresentata dalla portata di sormonto valutata secondo la formula dello stramazzo proposta da Kortenhaus e Oumeraci (2002):

$$Q_a(t) = Ah_e^{(3/2)}(t) \quad \text{A. 2}$$

dove A [m^2/s] è un parametro funzione delle caratteristiche geometriche della sezione arginale (pendenza dell'arginatura nei paramenti lato fiume e lato campagna, larghezza della sommità arginale; si veda per maggiori dettagli Kortenhaus e Oumeraci, 2002; Apel et al. 2009; Vorogushyn, 2008), mentre h_e è l'entità del sormonto [m].

La resistenza del rilevato è definita ricorrendo alla portata critica, Q_{crit} , che, calcolata secondo l'approccio di Vrijiling e van Gelder (2000), definisce la condizione di portata oltre la quale si attiva l'erosione del paramento lato campagna del rilevato che ne provoca il cedimento:

$$Q_{crit}(t) = \frac{v(t)_{crit}^{5/2} \cdot k^{1/4}}{125(tg \alpha)^{3/4}} \quad \text{A. 3}$$

dove v_{crit} [m/s] indica la velocità critica della portata defluente, mentre α e k indicano rispettivamente l'inclinazione [deg] e la scabrezza dell'argine lato campagna [m].

La velocità critica v_{crit} , originariamente proposta da Vrijiling e van Gelder (2000) e modificata da Apel et al. (2009) è definita come:

$$v_{crit}(t) = \frac{3.9177 + 1.5(f_g - 1)}{1 + (0.8575 - 0.45(f_g - 1)) \log_{10}(t_e)} \quad \mathbf{A.4}$$

dove t_e [h] rappresenta la durata del sormonto, mentre f_g [-] descrive la qualità della copertura erbosa dell'argine. Hewlett et al. (1987) hanno suggerito l'adozione di $f_g = 1$ per condizioni di qualità media del manto erboso, $f_g = 0.5$ in caso di scarsa copertura e $f_g = 1.5$ nel caso di manto erboso fitto. Nel caso in esame, considerato il buon stato di manutenzione del tratto arginale si è ritenuto applicabile un coefficiente f_g di poco variabile rispetto ad 1, rappresentativo di una buona qualità del manto erboso. Nello specifico, non potendo attribuire a tale parametro un valore realmente misurato, si è ritenuto cautelativo far variare tale grandezza secondo una distribuzione normale, avente media 1 e deviazione standard pari a 0.1 (v. Tabella-II 3.1).

Per ogni condizioni di sollecitazione rappresentata dalla coppia di variabili h_e e t_e , la probabilità di cedimento è definita applicando le equazioni A. 2 e A. 3, e valutando il numero di casi in cui $Z_0 < 0$.

2 ROTTURA PER SIFONAMENTO

Rifacendosi a quanto definito alla Sezione 2.2.2. la probabilità di cedimento per sifonamento può essere valutata come la probabilità che si verifichino quattro distinti fenomeni, ognuno dei quali rappresentabili mediante altrettante equazioni di stato limite e curve di fragilità:

$$P(pfailure) = P(piping) \cdot P(Hcrit) \cdot P(r|seepage) \cdot P(seepage)$$

Di seguito si riportano le principali espressioni usate per la valutazione dei vari fenomeni, rimandando a Vorogushyn (2008) e Vorogushyn et al. (2010) per maggiori approfondimenti.

2.1 Probabilità di infiltrazione - $P(seepage)$

Con riferimento alla Figura-A 2.1 la probabilità di infiltrazione al di sotto del piede arginale fino al raggiungimento del lato campagna può essere trattata adottando come funzione stato limite l'equazione che lega la lunghezza dell'infiltrazione con la larghezza della struttura arginale:

$$Z_s = b_f - x(t) \quad \text{A. 5}$$

dove b_f [m] rappresenta la larghezza al piede dell'argine, mentre $x(t)$ indica la lunghezza [m] dell'infiltrazione in funzione del tempo t .

Vorogushyn (2008) e Vorogushyn et al. (2009), partendo dall'applicazione di Brauns (1999) relativa allo studio dell'infiltrazione attraverso un campione rettangolare di suolo posto orizzontalmente, hanno proposto la (A. 6) per il calcolo di $x(t)$ in condizioni di tirante variabile nel tempo:

$$x(t) = \sqrt{2 \frac{K_f}{n_a} \int_0^T h_p(t) dt} \quad \text{A. 6}$$

dove K_f [m/s] è la conducibilità idraulica del terreno saturo, n_a [-] è la porosità non satura del terreno, $h_p(t)$ [m] indica il livello idrico in alveo al tempo t rispetto al baricentro dello strato permeabile, mentre T indica il tempo totale di infiltrazione [s].

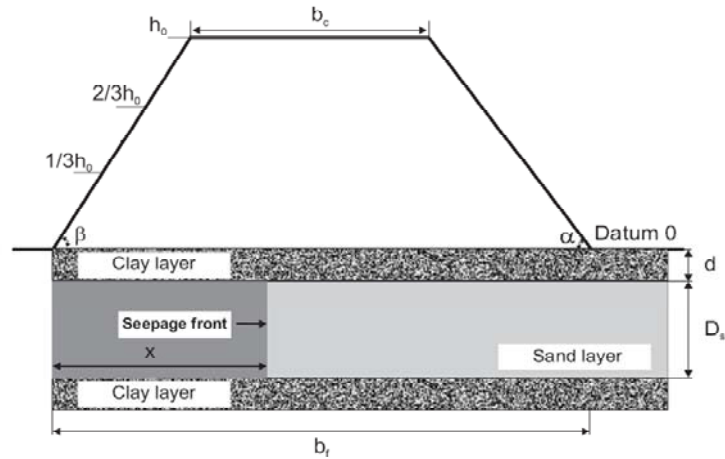


Figura-A 2.1 - Schematizzazione delle dinamiche di infiltrazione al di sotto della fondazione arginale in condizioni di livelli in alveo variabili nel tempo (Vorogushyn et al., 2009).

2.2 Probabilità di rottura - $P(r|seepage)$

Una volta che l'infiltrazione ha raggiunto il piede arginale, al lato campagna, può avvenire la rottura dello strato superficiale del terreno e la venuta a giorno delle acque d'infiltrazione. Ipotizzando l'assenza di acqua in corrispondenza delle zone esterne alle arginature, la curva di fragilità a rottura può essere definita tramite la (A. 7):

$$Z_r = \frac{\gamma_k}{\gamma_w} d - h(t) \quad \text{A. 7}$$

dove γ_k è il peso specifico del materiale argilloso [kNm^{-3}], γ_w è il peso specifico dell'acqua [kNm^{-3}], mentre d è lo spessore dello strato argilloso (Vrijilin e van Gelder, 2000; v. Tabella-II 3.1).

2.3 Probabilità di sifonamento - $P(H_{crit})$

L'equazione di stato limite per sifonamento rappresenta la condizione limite di erosione oltre la quale non è più possibile il raggiungimento di uno stato d'equilibrio. Essa è

rappresentata dalla differenza tra il tirante idrico al tempo t e l'altezza critica H_{crit} , definita in funzione delle caratteristiche del terreno di fondazione:

$$Z_p = H_{crit} - h(t) \quad \text{A. 8}$$

La valutazione dell'altezza di carico critica H_{crit} è condotta ricorrendo alla trattazione fisicamente basata fornita da Sellmeijer (1988), in cui vengono descritte le dinamiche di infiltrazione delle acque di piena al di sotto della fondazione dell'argine ed il successivo deflusso attraverso i canali che si vengono a creare nello strato permeabile, fino al raggiungimento dello stato limite superato il quale le particelle solide dello strato interessato dai fenomeni di infiltrazione vengono erose ed asportate dal deflusso idrico. Weijers e Sellmeijer (1993), in particolare, hanno fornito l'espressione di H_{crit} (A. 9), che tiene conto dello spessore dello strato sabbioso al piede dell'arginatura:

$$H_{crit} = \alpha \beta \left(\frac{\gamma_p}{\gamma_w} - 1 \right) \tan(\vartheta) (0.68 - 0.1 \ln(\beta)) L \quad \text{A. 9}$$

dove

$$\alpha = \left(\frac{D_s}{L} \right)^{0.28} / \left(\frac{D_s}{L} \right)^{2.8} - 1 \quad \text{A. 10}$$

esprime il legame con lo spessore dello strato interessato dalla filtrazione (D_s , v. Figura-A 2.1), γ_p e γ_w indicano rispettivamente i pesi specifici delle particelle dello strato sabbioso e dell'acqua [kNm^{-3}], mentre ϑ è l'angolo d'attrito interno del materiale [deg].

Il termine β viene invece definito secondo la (A. 11):

$$\beta = \mu \left(\frac{d_{70}^2}{K} \cdot \frac{d_{70}}{L} \right)^{1/3} \quad \text{A. 11}$$

dove μ è il coefficiente di trascinamento di White [-], d_{70} è il diametro del sedimento associato al 70% del materiale passante in peso [m], mentre la permeabilità intrinseca K [m^2], definita come $K = \frac{\nu}{g} \cdot k$, è funzione della viscosità cinematica ν [m^2s^{-1}], dell'accelerazione gravitazionale g e del coefficiente di permeabilità del materiale attraversato k [ms^{-1}].

2.4 Probabilità di crollo per sifonamento - P(piping)

Nel momento in cui il processo di erosione ha interessato l'intero spessore del rilevato arginale il crescente deflusso delle acque di piena porta al collasso del rilevato.

La probabilità di sviluppo dei percorsi di sifonamento lungo l'intero spessore del rilevato arginale fino al lato fluviale è espressa ricorrendo alla funzione limite (A. 12):

$$Z_{cl} = b_f - L_p \quad \text{A. 12}$$

dove la lunghezza critica è ovviamente assunta pari a b_f [m] (v. Figura-A 2.1), mentre la lunghezza del canale di sifonamento, L_p [m], è calcolata mediante la (A. 13):

$$L_p = v_{pd} \cdot t_d \quad \text{A. 13}$$

definita da Weijers e Sellmemeijer (1993), dove $v_{pd} = 0.158$ [m giorni⁻¹] rappresenta la velocità di retro erosione sperimentalmente stimata e t_d il tempo in giorni.

3 ROTTURA PER INFILTRAZIONE E MICRO-INSTABILITÀ

Rifacendosi a quanto visto alla Sezione 2.2.3, la probabilità di cedimento del rilevato arginale come conseguenza dell'infiltrazione delle acque di piena attraverso il corpo arginale può essere valutata come il prodotto tra le probabilità di infiltrazione e la probabilità di crollo di una rilevante porzione del rilevato arginale. Nello specifico, considerando con $P(seepage)$ la probabilità di infiltrazione attraverso il corpo arginale e con $P(mi|seepage)$ la probabilità che i fenomeni di crollo e di instabilità riscontrabili a seguito della venuta a giorno, lato campagna, della linea di infiltrazione arrivino ad interessare la sommità arginale, la probabilità complessiva di crollo per micro-instabilità, $P(mi-failure)$, può essere espressa come:

$$P(mi-failure) = P(seepage) \cdot P(mi|seepage)$$

Di seguito si riportano in sintesi le considerazioni svolte per la definizione di $P(seepage)$ e di $P(mi|seepage)$.

3.1 Probabilità di infiltrazione nel corpo arginale

Con riferimento alla Figura-A 3.1, la probabilità $P(seepage)$ di infiltrazione attraverso il corpo arginale viene studiata ricorrendo all'equazione di resistenza limite di seguito riportata:

$$Z_{sm} = b_f - x(t) \quad \text{A. 14}$$

dove b_f rappresenta la larghezza dell'argine al piede [m], mentre $x(t)$ rappresenta la lunghezza dell'infiltrazione in funzione del tempo e dell'altezza d'acqua [m].

Lo studio dell'infiltrazione attraverso il corpo argine è stato condotto rifacendosi alle considerazioni riportate nel caso di sifonamento (v. Appendice 2.1). Tuttavia, tale considerazione, non considerando l'inclinazione del paramento lato fiume dell'argine può portare ad una sottostima della lunghezza di infiltrazione dato che non si tiene conto dell'aumento della superficie di contatto tra corpo arginale ed acqua. L'effetto dell'inclinazione è stato quindi considerato adottando la formulazione di Brauns (1999), secondo la quale, rifacendosi allo schema riportato in Figura-A 3.1, la lunghezza effettiva di

infiltrazione da considerare, x^* , può essere definita dalla relazione geometrica con la lunghezza di infiltrazione, x , mediante l'equazione (A. 15):

$$x^* = \sqrt{\left(x - \frac{h_T}{2}n\right)^2 + \frac{h_T^2}{4}} \quad \text{A. 15}$$

dove 1:n indica la pendenza dell'argine dal lato fluviale, mentre h_T rappresenta l'altezza d'acqua in alveo.

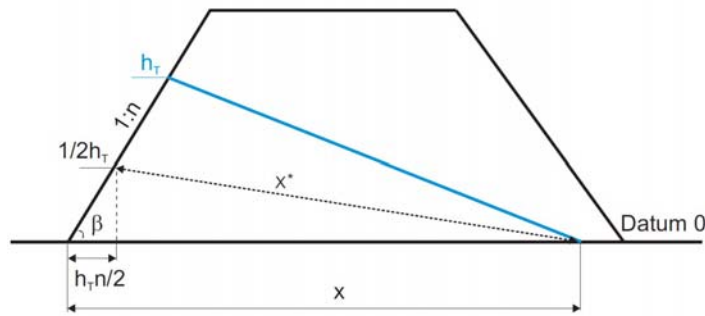


Figura-A 3.1 - Schema geometrico per la definizione della lunghezza effettiva di infiltrazione come proposto da Brauns (1999) (Vorogushyn et al., 2009).

Discretizzando lo spazio delle sollecitazioni idrauliche, $h_T(t)$, e ricorrendo a valori tipici per le variabili stocastiche, la superficie di fragilità dell'argine ai fenomeni di infiltrazione è stata definita implementando l'equazione (A. 14) in un sistema di simulazioni Monte Carlo.

3.2 Probabilità di crollo per micro-instabilità

Considerando lo schema riportato in Figura-A 3.2, la valutazione delle dinamiche di crollo a seguito di infiltrazione e la definizione della condizione limite di stabilità è riconducibile alla seguente equazione:

$$Z_{mi} = h_0 - h_a \quad \text{A. 16}$$

dove h_0 indica l'altezza complessiva del corpo arginale, mentre h_a , valutata secondo l'approccio proposto da Vrouwenvelder e Wubs (1985) (v. anche Vorogushyn et al., 2009) rappresenta l'altezza interessata dal crollo. Il crollo dell'intero rilevato avviene nel caso in

cui $h_a > h_0$, assumendo che il verificarsi di un simile cedimento leda la stabilità complessiva del rilevato.

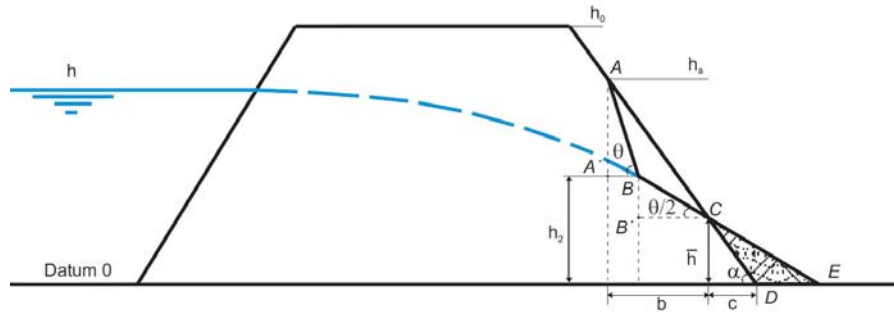


Figura-A 3.2 - Meccanismo di rottura per infiltrazione e micro-instabilità secondo la schematizzazione proposta da Vrouwenvelder e Wubs (1985) ed adottata da Vorogushyn et al. (2009).

INDICE DELLE FIGURE

Parte I

Figura-I 3.1 - Bacino del Fiume Po ($\sim 71\,000\text{km}^2$, in alto) e asta principale del corso d'acqua; in evidenza il tratto di Fiume Po da Piacenza a Pontelagoscuro analizzato mediante modellazione matematica (riquadro tratteggiato).....	19
Figura-I 3.2 - Costruzione del modello idraulico (v. AdB-Po-Distart, 2008). Pannello di destra: golene difese (aree azzurre), argini golenali (linee blu), tracce delle sez. Brioschi (linee nere e gialle) e arginature maestre (linee marroni); pannello di sinistra: esempio dei risultati delle analisi quantitative condotte sulle golene difese mediante il DTM.....	21
Figura-I 3.3 - Condizioni al contorno di monte (idrogramma di piena; sez. di Piacenza) e di valle (livelli idrometrici; sez. di Pontelagoscuro) utilizzate per l'evento di calibrazione dell'Ottobre 2000.	22
Figura-I 3.4 - Risultati della calibrazione: confronto tra le altezze idriche osservate e simulate nelle sezioni strumentate interne al modello (pannello di sinistra); valori di portata simulati ed osservati con indicazione della fascia di incertezza ($\pm 10\%$).	23
Figura-I 3.5 - Estensione planimetrica dei tre modelli numerico-idraulici utilizzati per lo studio dell'incertezza della scala di deflusso nella sezione intermedia di Cremona.....	25
Figura-I 3.6 - Idrogrammi di piena registrati alla sezione di Piacenza per gli eventi del 1951 e del 1970.	26
Figura-I 3.7 - Sezione di Cremona: esempio di campagne sintetiche di misura (croci); stima della massima capacità di deflusso della sezione di Cremona ($h_{max}-Q_{max}$, punto nero); scala di deflusso tradizionale (linea nera) e vincolata (linea grigia).	26
Figura-I 3.8 - Sezione di Cremona: insieme delle coppie $h(t)-Q(t)$ simulate dal modello quasi-2D per i 10 eventi di piena storici (punti grigi); scala di deflusso di moto uniforme (linea blu).	27
Figura-I 3.9 - Sezione di Cremona: coefficienti di calibrazione di Manning ottenuti con simulazioni di moto permanente in diverse condizioni di deflusso; portata minima considerata nelle campagne sintetiche di misura (linea verticale).	28
Figura-I 4.1 - Sezione di Cremona: scala di deflusso normale (linea blu), scala di deflusso mediana (linea rossa tratteggiata) ed intervallo al 90% di confidenza (curve nere) ottenuto mediante l'approccio tradizionale.	31
Figura-I 4.2 - Sezione di Cremona. Pannello di sinistra: scala di deflusso normale (linea blu), scala di deflusso mediana (linea rossa tratteggiata) ed intervallo al 90% di confidenza (curve nere) ottenuto	

mediante l'approccio vincolato; range di variazione (bande) e valore medio di $h_{max}-Q_{max}$ (punto nero). Pannello di destra: box-plot di tutti i valori $h_{max}-Q_{max}$ stimati mediante modello 1D.	32
Figura-I 4.3 - Distorsione delle scale di deflusso mediane ottenute mediante il metodo tradizionale (linea grigia) ed il metodo vincolato (linea tratteggiata) rispetto alla scala di deflusso normale (v. Figura-I 3.8).	33
Figura-I 4.4 - Ampiezza degli intervalli di confidenza nel caso di approccio tradizionale (5TRC e 95TRC, linee grigie) e approccio vincolato (5CRC e 95CRC, linee tratteggiate).	34
Figura-I 4.5 - Evento di piena dell'Ottobre 2000 alla sezione di Cremona: idrogramma di piena simulato con il modello Piacenza-Pontelagoscuro (linea rossa); idrogrammi di piena ottenuti con i percentili delle scale di deflusso stimati mediante l'approccio tradizionale (pannello sinistro) e l'approccio vincolato (pannello destro).	35

Parte II

Figura-II 2.1 - Rappresentazione schematica della struttura del modello IHAM.	50
Figura-II 2.2 - Probabilità di cedimento per una specifica condizione di sollecitazione ottenuta mediante risoluzione della (2.2) in un sistema MC (a sinistra); curva di fragilità (destra): fornisce la probabilità di cedimento dell'argine in funzione dell'altezza in alveo.	52
Figura-II 2.3 - Infiltrazione al di sotto del piede arginale con erosione ed asportazione di materiale.	54
Figura-II 2.4 - Progressione dei fenomeni erosivi verso il lato fluviale; creazione di un vero proprio canale con conseguente collasso della struttura difensiva.	54
Figura-II 2.5 - Rappresentazione schematica del meccanismo di cedimento arginale per sifonamento (Vorogushyn et al. 2009).	54
Figura-II 3.1 - Schema adottato per la valutazione della pericolosità idraulica in condizioni di incertezza.	61
Figura-II 3.2 - Area studio: tratto di Fiume Po (50km) compreso tra Piacenza e Cremona.	62
Figura-II 3.3 - Informazioni topografiche disponibili lungo l'asta principale del Fiume Po. Sinistra: rilievo planimetrico delle arginature con indicazioni delle criticità per sormonto, sifonamento e sfiancamento (Coratza, 2005); destra: rilievo delle arginature ed esempio di sezione estratte da DEM (AdBPo, 2005).	64
Figura-II 3.4 - Discretizzazione delle arginature maestre: intersezione tra asse fluviale e sezioni di riferimento AIPO (punti grigi); discretizzazione delle arginature maestre in destra e sinistra idraulica (rispettivamente punti rossi e verdi).	65
Figura-II 3.5 - Superficie di fragilità al sormonto per una generica sezione arginale lungo il tratto di studio.	68

Figura-II 3.6 - Curve di fragilità per l'infiltrazione attraverso la fondazione di una generica sezione fluviale al variare della durata di permanenza del tirante idrico nei tre intervalli $0-1/3h_0$, $1/3h_0-2/3h_0$, $2/3h_0-h_0$; pannello di sinistra $D(2/3-h_0)=1$ giorno, pannello di destra $D(2/3-h_0)=9$ giorni.	69
Figura-II 3.7 - Esempio di curva di fragilità relativa alla rottura dello strato argilloso ad opera delle acque d'infiltrazione al di sotto della fondazione del rilevato.	70
Figura-II 3.8 - Probabilità di sifonamento in funzione del livello idrico in alveo.	71
Figura-II 3.9 - Probabilità di evoluzione del canale di erosione lungo l'intero spessore del corpo arginale.	72
Figura-II 3.10 - Superficie di fragilità per infiltrazione attraverso il corpo arginale per una generica sezione arginale (pannello di sinistra); probabilità di crollo arginale per micro-instabilità (pannello di destra).	74
Figura-II 3.11 - Principali rotte storiche osservate lungo il Fiume Po nel periodo 1800-1951 (elaborazione archivio Coratza, 2005).	75
Figura-II 3.12 - Distribuzione di frequenza empirica delle dimensioni delle rotte storiche osservate lungo il Po (barre) e funzione densità di probabilità log-normale fittata sul campione (linea rossa).	76
Figura-II 3.13 - Sinistra: condizioni al contorno di monte del modello 1D Piacenza-Cremona (idrogramma di piena osservato nell'ottobre 2000); destra: scale di deflusso stimate alla sezione di Cremona (contorno di valle).	78
Figura-II 3.14 - Calibrazione modello 1D Piacenza-Cremona: tracce di piena osservate durante l'evento dell'Ottobre 2000 (croci nere), profilo di piena simulato dal modello 1D adottando come condizione al contorno di valle la scala di deflusso mediana di tipo tradizionale (linea grigia) e vincolato (linea nera tratteggiata).	79
Figura-II 3.15 - Sinistra: analisi statistica di frequenza della serie AMS osservata alla sezione di Piacenza (punti bianchi) e portate di picco ad assegnato tempo di ritorno ($T_r=100, 200, 500$ e 1000 anni) estratte mediante GEV. Destra: dendrogramma ottenuto dall'analisi cluster degli eventi storici di piena mediante il metodo "ward".	81
Figura-II 3.16 - Famiglie degli idrogrammi adimensionalizzati osservati alla sezione di Piacenza. I 53 eventi storici (linee grigie tratteggiate) sono stati raggruppati in cinque cluster e sintetizzati in un idrogramma di riferimento (tratto nero).	82
Figura-II 3.17 - Cluster normalizzati rappresentanti la variabilità della forma degli eventi di piena osservati a Piacenza; in legenda sono riportate le probabilità di accadimento (P) di ciascun cluster.	83
Figura-II 3.18 - Idrogrammi di piena duecentennali per la sezione di Piacenza adottati nelle simulazioni Monte Carlo.	84

Figura-II 3.19 - Serie storica delle portate di picco e dei volumi di piena estratti dagli annali idrologici.....	87
Figura-II 3.20 - Sinistra: scatter plot delle variabili casuali (Q, V) estratte dalla serie storica; destra: scatter plot delle coppie di rango (R_i, S_i).....	88
Figura-II 3.21 - Copula empirica stimata sulla serie storica. Ad ogni coppia (U, V) di variabili normali la superficie rappresenta la funzione di probabilità non parametrica.....	89
Figura-II 3.22 - Sinistra: distribuzione di probabilità empirica dei volumi di piena osservati a Piacenza (barre) e distribuzione di probabilità log-normale fittata sul set di dati (parametri: 22.34455, 0.40775); destra: scatter plot delle variabili uniformemente distribuite (U, V).....	89
Figura-II 3.23 - Confronto tra le trasformate normali (U, V) dei valori della serie storica (punti neri) e le coppie (U, V) sintetiche ottenute mediante le diverse copula ($C \propto$).....	91
Figura-II 3.24 - Confronto tra la serie storica di dati osservati (punti neri) e 2000 coppie sintetiche ottenute mediante copula.....	92
Figura-II 3.25 - Curve di livello ad associato tempo di ritorno, caso $\tau u, v$ (OR), estratte dall'analisi copula (curve nere); scenari di piena duecentennali ottenuti con analisi bivariata (punti rossi) e univariata (punti grigi).....	94
Figura-II 3.26 - Idrogrammi di piena con tempo di ritorno duecentennale ottenuti dall'analisi bivariata.....	95
Figura-II 3.27 - Area studio del modello bidimensionale di allagamento (riquadro); in giallo le aree di competenza fluviale del Po e dei suoi principali affluenti non modellate dal modello 2D.....	96
Figura-II 3.28 - Sinistra: modello digitale del terreno (ASTER GDEM) dell'area studio a risoluzione 50x50; aree non modellate nel modello 2D in quanto di pertinenza fluviale (aree campite). Destra: classificazione dei coeff. di scabrezza di Manning in relazione alla mappa CORINE di uso del suolo.....	97
Figura-II 4.1 - Scenario: idrogrammi di piena da analisi copula (condizione di monte) e scala di deflusso mediana, metodo tradizionale (condizione di valle); probabilità di cedimento del sistema arginale (scala graduata lungo il contorno fluviale); probabilità di allagamento nelle aree di pianura (scala monocromatica blu).....	101
Figura-II 4.2 - Scenario: idrogrammi di piena da analisi copula (condizione di monte) e scala di deflusso di tipo tradizionale variabile nell'intervallo al 90% di confidenza; probabilità di cedimento del sistema arginale (scala graduata lungo il contorno fluviale); probabilità di allagamento nelle aree di pianura (scala monocromatica blu).....	102
Figura-II 4.3 - Variazioni nella probabilità di allagamento per l'evento $Tr=200$ anni considerando la condizione al contorno variabile e costante (criterio tradizionale per la stima delle scale di deflusso). Valori positivi indicano un incremento della pericolosità nel caso di scala di deflusso variabile.....	102

Figura-II 4.4 - Scenario: idrogrammi di piena bivariati (condizione di monte) e scala di deflusso costante (mediana approccio vincolato); probabilità di cedimento del sistema arginale (scala graduata lungo il contorno fluviale); probabilità di allagamento nelle aree di pianura (scala monocromatica blu).	104
Figura-II 4.5 - Variazioni nella probabilità di allagamento per l'evento $T_r=200$ anni considerando la condizione al contorno variabile e costante (criterio vincolato per la stima delle scale di deflusso). Valori positivi indicano un incremento della pericolosità nel caso di scala di deflusso variabile. 104	104
Figura-II 4.6 - Mappe probabilistiche di allagamento ottenute considerando idrogrammi di piena bivariati e scale di deflusso variabili definite mediante l'approccio tradizionale (a sinistra) e vincolato (a destra).	105
Figura-II 4.7 - Scenario: idrogrammi di piena univariati (condizione al contorno di monte) e scala di deflusso variabile (condizioni al contorno di valle, approccio vincolato); probabilità di cedimento del sistema arginale (scala graduata lungo il contorno fluviale); probabilità di allagamento nelle aree di pianura (scala monocromatica blu).	106
Figura-II 4.8 - Scenario: idrogrammi di piena bivariati (condizione al contorno di monte) e scala di deflusso variabile (condizioni al contorno di valle; approccio vincolato); probabilità di cedimento del sistema arginale (scala graduata lungo il contorno fluviale); probabilità di allagamento nelle aree di pianura (scala monocromatica blu).	107
Figura-II 4.9 - Variazioni nella probabilità di allagamento per l'evento $T_r=200$ anni: confronto tra scenari univariati e bivariati; valori positivi indicano maggior probabilità di allagamento nel caso di scenari ottenuti con analisi statistica univariata.	108

Parte III

Figura-III 1.1 - Pannello sinistro: numero di eventi alluvionali (floods e flash floods) registrati nel mondo nel periodo 1980-2008 (http://www.preventionweb.net); pannello destro: danni economici registrati per i diversi eventi catastrofici naturali osservati in Europa nel periodo 1990-2011 (www.emdat.be ; OFDA/CRED International Disaster Database, Université Catholique de Louvain, Brussels).	116
Figura-III 1.2 - Schemi funzionali dei possibili interventi strutturali per la mitigazione del rischio idraulico: a) riposizionamento degli argini principali; b) raddoppi, diversivi o scolmatori di piena; c) abbassamento delle quote golenali.	117
Figura-III 1.3 - Esondazioni storiche del Fiume Po. Sinistra: allagamento nei pressi di Casale Monferrato durante la piena dell'Ottobre 2000. Destra: allagamento nei pressi di Colorno (Parma) a seguito della piena del 1951 (AdB-Po, 2009).	118

Figura-III 1.4 - Bacino del Fiume Po e rete idrografica principale (in blu gli affluenti principali di Po considerati nel modello); riquadro: fascia fluviale A (grigio chiaro) e golene protette lungo il tratto compreso tra la sezione Po alla Becca e la sezione Cremona (grigio scuro).....	119
Figura-III 1.5 - Tratto studiato del Fiume Po, da Isola S. Antonio a Pontelagoscuro (~350km), e comparti della Fascia C (aree grigie numerate).	120
Figura-III 2.1 - Idrogrammi di piena sintetici con tempo di ritorno cinquecentennale (tratto nero) e idrogrammi osservati durante la piena dell'Ottobre 2000 (tratto grigio) a Isola S. Antonio (in alto) e Cremona (in basso) (sinistra: idrogrammi di piena; destra: portata-volumi di laminazione ideale).	124
Figura-III 3.1 - Rotte storiche delle arginature maestre di Po. Sinistra: esempio di ubicazione di rotta storica lungo il Po (rotta di Pontone-PC, 1926); destra: distribuzione di frequenza campionaria delle dimensioni caratteristiche delle breccie osservate tra il 1800 ed il 1951 (estratte dall'archivio redatto da Govi e Turitto, 2000).....	126
Figura-III 3.2 - Riproduzione dello scenario idrologico di riferimento, evento 500-ennale: confronto tra l'idrogramma di piena simulato (linea grigia continua) e l'idrogramma sintetico di riferimento (linea nera tratteggiata, v. DIIAR, 2001) per 4 sezioni intermedie lungo il tratto studiato del Fiume Po.	128
Figura-III 4.1 - Configurazione NOVERTOP: rialzo arginale minimo necessario per impedire fenomeni di sormonto durante la propagazione dell'evento di piena 500-ennale, espresso in funzione della percentuale d'estensione del sistema arginale.	130
Figura-III 4.2 - Idrogrammi di piena alle sezioni di Cremona e Pontelagoscuro relative allo scenario Tr500 e alle tre configurazioni geometriche considerate nello studio.....	131
Figura-III 4.3 - Aree inondate nei comparti della Fascia C per l'evento di piena Tr500 e le configurazioni geometriche BREACHBL (nero) e NOBREACH (grigio).	133
Figura-III 4.4 - Volume fuoriuscito nei compartimenti della Fascia C durante l'evento di piena Tr500, per le configurazioni geometriche BREACHBL (nero) e NOBREACH (grigio).	134

INDICE DELLE TABELLE

Parte I

Tabella-I 3.1- Risultati della calibrazione: set di valori dei coeff. di scabrezza di Manning (n) calibrati per l'evento di piena del 2000 (evento di calibrazione - CE).....	24
Tabella-I 4.1 - Coefficienti di calibrazione di Manning per il tratto di monte, n_u , e valle, n_l , e per le diverse simulazioni: modello quasi-2D Piacenza-Pontelagoscuro (Evento di Calibrazione - CE); modello Cremona-Pontelagoscuro calibrato con riferimento alle scale di deflusso tradizionali (5TRC e 95TRC) e vincolate (5CRC e 95CRC).....	35
Tabella-I 5.1 - Coefficienti di scabrezza relativi all'alveo inciso dei corsi d'acqua naturali (Chow, 1959).....	37

Parte II

Tabella-II 1.1 - Sorgenti di incertezza nel processo di quantificazione del rischio idraulico, separate secondo la distinzione tra incertezza aleatoria o epistemica; in evidenza (tratto corsivo nero) i termini di incertezza valutati nelle successive indagini.	46
Tabella-II 3.1 - Parametri definiti in modo stocastico nelle simulazioni Monte Carlo per la definizione delle curve di fragilità: valore medio, deviazione standard, range di validità, distribuzione di probabilità (norm.=normale; log-n.=log-normale), referenze. I valori osservati (oss.) sono usati, dove possibile, per definire il valore medio ed il range di validità (v. anche Appendice A).	67
Tabella-II 3.2 - Statistiche delle rotte storiche osservate lungo il Fiume Po dal 1800 al 1951 (elaborazione archivio Coratza, 2005).....	75
Tabella-II 3.3 - Coefficienti di misura della correlazione tra le variabili osservate (Q,V).	90
Tabella-II 3.4 - Coefficienti di scabrezza di Manning attribuiti alle varie classi di uso del suolo.....	96
Tabella-II 4.1 - Set di simulazioni Monte Carlo implementate con il modello IHAM: combinazioni di condizioni al contorno di monte e di valle analizzate lungo l'area di studio (aree grigie).....	98

Parte III

Tabella-III 4.1 - Risultati delle simulazioni: aree complessivamente allagate [km^2] e volume esondato [$\text{M}\cdot\text{m}^3$] per le configurazioni geometriche BREACHBL e NOBREACH.	132
---	-----

RINGRAZIAMENTI

Con queste poche parole cercherò di ringraziare tutti coloro che, anche in minima parte e in certi casi in maniera tutt'altro che scientifica, hanno contribuito a rendere questo periodo una bellissima esperienza formativa e di vita.

Prima di tutto un particolare ringraziamento va al mio tutor Prof. Armando Brath che, oltre a sostenermi e guidarmi in questi anni, mi ha dato ancora una volta fiducia e mi ha coinvolto in numerose attività di ricerca e di lavoro. A lui la mia gratitudine per tutti i consigli e le opportunità datemi.

Un particolare e caloroso ringraziamento va poi ad Attilio, che in tutti questi anni non solo mi ha aiutato con i suoi innumerevoli consigli, ma lo ha sempre fatto con il sorriso. Direi che senza di lui ed il suo aiuto, praticamente quotidiano, non sarebbe stato lo stesso.

Un ringraziamento lo devo poi a tutto il dipartimento, da Elena a Chiara, da Alberto ad Andrea, ... nessuno escluso, per la bella atmosfera e le risate.

Una particolare gratitudine va al gruppo del GFZ, a Sergiy e al prof. Merz per avermi dato un'occasione di crescita personale, oltre che scientifica, e per la gentile accoglienza dimostrata.

Che dire poi di tutte le persone con cui ho condiviso questa esperienza: il mitico Simon le Bon, le mitiche Annalisa, Laura ed Elenina, Emanuele, Totò...Monica..insomma tutte le persone che in qualche modo mi hanno aiutato a ed hanno contribuito a rendere bellissimo questo periodo.

Infine, uno speciale grazie alla mia famiglia ma soprattutto a Viviana, che con pazienza, più di tutti, mi ha sostenuto e mi ha sopportato nei periodi meno sereni.